



Intégrité des tours aéroréfrigérantes en béton armé sous sollicitations extrêmes : Vent et séisme

Amine Louhi

► To cite this version:

Amine Louhi. Intégrité des tours aéroréfrigérantes en béton armé sous sollicitations extrêmes : Vent et séisme. Génie civil. INSA de Lyon, 2015. Français. NNT : 2015ISAL0114 . tel-01367616

HAL Id: tel-01367616

<https://theses.hal.science/tel-01367616>

Submitted on 16 Sep 2016

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

N° d'ordre 2015ISAL0114
Année 2015

Thèse

Intégrité des tours aéroréfrigérantes en béton armé sous sollicitations extrêmes : vent et séisme

Présentée devant
L'institut national des sciences appliquées de Lyon

Pour obtenir
Le grade de docteur

Spécialité
Génie civil

École doctorale
École doctorale Mécanique, Energétique, Génie Civil, Acoustique
(MEGA)

Par
Amine Louhi
(Ingénieur)

Soutenue le 30 Novembre 2015 devant la Commission d'examen

Jury MM.

E. Ferrier	Professeur (Université de Lyon 1), Examineur
N. Ile	Ingénieur de recherche (CEA-Saclay), Rapporteur
A. Khamlichi	Professeur (ENSA Tétouan), Rapporteur
A. Limam	Professeur (INSA de Lyon), Directeur de thèse
O. Merabet	Maître de Conférences (INSA de Lyon), Examineur
T. Roure	Ingénieur R&D (EDF), Examineur

Laboratoire de recherche

Laboratoire de Génie Civil et de l'Ingénierie Environnementale
(LGCIE)

INSA Direction de la Recherche - Ecoles Doctorales – Quinquennal 2011-2015

SIGLE	ECOLE DOCTORALE	NOM ET COORDONNEES DU RESPONSABLE
CHIMIE	CHIMIE DE LYON http://www.edchimie-lyon.fr Sec : Renée EL MELHEM Bat Blaise Pascal 3 ^e etage 04 72 43 80 46 Insa : R. GOURDON secretariat@edchimie-lyon.fr	M. Jean Marc LANCELIN Université de Lyon – Collège Doctoral Bât ESCPE 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43 13 95 directeur@edchimie-lyon.fr
E.E.A.	ELECTRONIQUE, ELECTROTECHNIQUE, AUTOMATIQUE http://edeea.ec-lyon.fr Sec : M.C. HAVGOUDOUKIAN Ecole-doctorale.eea@ec-lyon.fr	M. Gérard SCORLETTI Ecole Centrale de Lyon 36 avenue Guy de Collongue 69134 ECULLY Tél : 04.72.18 60.97 Fax : 04 78 43 37 17 Gerard.scorletti@ec-lyon.fr
E2M2	EVOLUTION, ECOSYSTEME, MICROBIOLOGIE, MODELISATION http://e2m2.universite-lyon.fr Sec : Safia AIT CHALAL Bat Atrium- UCB Lyon 1 04.72.44.83.62 Insa : S. REVERCHON Safia.ait-chalal@univ-lyon1.fr	M. Fabrice CORDEY Laboratoire de Géologie de Lyon Université Claude Bernard Lyon 1 Bât Géode – Bureau 225 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cédex Tél : 04.72.44.83.74 Sylvie.reverchon-pescheux@insa-lyon.fr fabrice.cordey@univ-lyon1.fr
EDISS	INTERDISCIPLINAIRE SCIENCES-SANTE http://www.ediss-lyon.fr Sec : Safia AIT CHALAL Bat Atrium – UCB Lyon 1 04 72 44 83 62 Insa : Safia.ait-chalal@univ-lyon1.fr	Mme Emmanuelle CANET-SOULAS INSERM U1060, CarMeN lab, Univ. Lyon 1 Bâtiment IMBL 11 avenue Jean Capelle INSA de Lyon 696621 Villeurbanne Tél : 04.72.11.90.13 Emmanuelle.canet@univ-lyon1.fr
INFOMATHS	INFORMATIQUE ET MATHEMATIQUES http://infomaths.univ-lyon1.fr Sec : Renée EL MELHEM Bat Blaise Pascal 3 ^e etage infomaths@univ-lyon1.fr	Mme Sylvie CALABRETTO LIRIS – INSA de Lyon Bat Blaise Pascal 7 avenue Jean Capelle 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72. 43. 80. 46 Fax 04 72 43 16 87 Sylvie.calabretto@insa-lyon.fr
Matériaux	MATERIAUX DE LYON http://ed34.universite-lyon.fr Sec : M. LABOUNE PM : 71.70 –Fax : 87.12 Bat. Direction 1 ^{er} et. Ed.materiaux@insa-lyon.fr	M. Jean-Yves BUFFIERE INSA de Lyon MATEIS Bâtiment Saint Exupéry 7 avenue Jean Capelle 69621 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43 71.70 Fax 04 72 43 85 28 Ed.materiaux@insa-lyon.fr
MEGA	MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL, ACOUSTIQUE http://mega.universite-lyon.fr Sec : M. LABOUNE PM : 71.70 –Fax : 87.12 Bat. Direction 1 ^{er} et. mega@insa-lyon.fr	M. Philippe BOISSE INSA de Lyon Laboratoire LAMCOS Bâtiment Jacquard 25 bis avenue Jean Capelle 69621 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72 .43.71.70 Fax : 04 72 43 72 37 Philippe.boisse@insa-lyon.fr
ScSo	ScSo* http://recherche.univ-lyon2.fr/scso/ Sec : Viviane POLSINELLI Brigitte DUBOIS Insa : J.Y. TOUSSAINT viviane.polsinelli@univ-lyon2.fr	Mme Isabelle VON BUELTZINGLOEWEN Université Lyon 2 86 rue Pasteur 69365 LYON Cedex 07 Tél : 04.78.77.23.86 Fax : 04.37.28.04.48 isavonb@dbmail.com

*ScSo : Histoire, Géographie, Aménagement, Urbanisme, Archéologie, Science politique, Sociologie, Anthropologie

Intégrité des tours aéroréfrigérantes en béton armé sous sollicitations extrêmes : vent et séisme

Résumé

Il est prévu d'augmenter la durée de vie des centrales nucléaires actuellement opérationnelles. Le vieillissement des structures en béton armé telles que les tours aéroréfrigérantes doit être évalué, son incidence sur la capacité portante calculée. Dans le cas de fortes dégradations, le renforcement doit être envisagé, afin d'assurer la pérennité de ces tours face aux sollicitations extrêmes telles que les tempêtes de vent et les séismes.

Ce travail vise à quantifier les effets néfastes que peut générer la réduction de section des aciers induite par la corrosion, en particulier sur la capacité portante des tours dans des conditions de sollicitations extrêmes monotones ou cycliques de types vent et séisme. Ces sollicitations sont certainement les plus sévères, entraînant la structure dans le domaine non linéaire, elles sont susceptibles d'induire des endommagements de type fissuration qui dans le cas de sollicitation cycliques peuvent s'avérer néfastes. Des modélisations numériques sont proposées pour déterminer la réponse quasi-statique ou dynamique de la structure, en tenant compte des apparitions de fissures dans le béton et de leur évolution via des lois de comportement appropriées du matériau béton, ainsi que la plastification des aciers.

Dans le cas d'une sollicitation sismique, dans le but de comparer les approches de modélisation du séisme et d'évaluer la robustesse des résultats, les réponses dynamiques sont évaluées par trois méthodes différentes de calcul : l'approche dynamique temporelle non linéaire, la méthode spectrale et la méthode modale temporelle. Des études paramétriques portant sur l'amortissement, les combinaisons de charges et les configurations structurales, sont aussi menées. Dans le cas d'une sollicitation de type vent, la technique de renforcement à l'aide de matériaux composite, tel que le tissu de fibres de carbone (TFC) est modélisée. Le comportement de la structure endommagée présentant un taux de corrosion avancée, est évalué dans le régime pré- et post-fissuration, comparativement à la structure intègre. La perte de capacité portante est quantifiée, un renforcement permettant de restaurer l'intégrité et donc d'augmenter la durée de vie de la structure est proposé.

Mots-Clés: tours aéroréfrigérantes en béton armé – corrosion des armatures – renforcement par TFC – vents extrêmes – sollicitations sismiques

Integrity of reinforced concrete cooling towers under extreme loads: wind and Earthquake

Abstract

The authorities have planned to increase the lifetime of currently operating nuclear power plants. The ageing of reinforced concrete structures such as cooling towers should be evaluated and its impact on the bearing capacity calculated. In the case of significant damage, the strengthening must be considered to ensure the sustainability of these towers facing the risk of storms and earthquakes becoming more and more frequent.

This work aims to quantify the adverse effects that can generate concrete cracks and rebar section loss induced by corrosion, especially on the bearing capacity of nuclear power plant cooling towers under monotonic or cyclic extreme load conditions (wind and earthquake). These loads are certainly the most severe, since they take the structure into the nonlinear domain and can induce or amplify cracking damage. Numerical simulations are proposed to determine the quasi-static or dynamic response of the structure, taking into account appearance of concrete cracks and their evolution via an appropriate material concrete law and rebar's yielding.

In the case of a seismic load, the responses are evaluated by three different methods; the nonlinear response history analysis (NLRHA), the response spectrum analysis and the modal response history analysis (MRHA) in order to compare the earthquake modeling approaches and to evaluate the robustness of the results. Parametric studies on damping, load combinations and structural configurations, are also performed. In the case of a wind load, the strengthening technique using composite materials, such as carbon fiber reinforced plastic (CFRP) is modeled. The behavior of the damaged structure with an advanced corrosion rate is estimated in the pre- and post-cracking regime, compared to the undamaged structure. The drop of bearing capacity is quantified, a reinforcement designed is proposed to restore the integrity and thus increase the lifetime of the structure.

Keywords: reinforced concrete hyperbolic cooling towers – Rebar corrosion – CFRP strengthening – extreme winds – seismic loading

A la mémoire de ma grand-mère
A mes parents et mes frères
A Sarra et tous ceux qui me sont chers

Sommaire

	Introduction	20
	Partie 1	
	État de l'art sur les connaissances actuelles	24
1.1	Introduction	25
1.2	Description générale et développements récents de la conception des tours aéroréfrigérantes	26
1.2.1	Bref historique sur les tours aéroréfrigérantes	26
1.2.2	Description générale de l'ouvrage	28
1.2.3	Conception et calcul de la structure	29
	1.2.3.1 Conception de la tour	30
	1.2.3.2 Dimensionnement	32
	1.2.3.3 Méthodes d'analyse non linéaire	33
1.3	Sollicitations essentielles à prendre en considération	35
1.3.1	Sollicitations prises en compte dans les codes de calcul	35
1.3.2	Sollicitations non prises en compte dans les codes de calcul	36
1.4	Pathologies observées et origines possibles	36
1.4.1	Défauts géométriques	37
1.4.2	Fissures	40
1.4.3	Tassements différentiels	41
1.5	Conclusion	43
	Partie 2	
	État de l'art en matière de modélisation numérique	46
2.1	Introduction	47

2.2	Modélisation numérique du comportement des tours aéroréfrigérantes	48
2.2.1	Modélisation du comportement mécanique non linéaire du béton armé	48
	2.2.1.1 <i>Modèles formulés dans le cadre de la mécanique de l'endommagement</i>	51
	2.2.1.2 <i>Modèles formulés dans le cadre de la plasticité</i>	52
	2.2.1.3 <i>Influence des armatures</i>	55
2.2.2	Modélisation des coques en béton armé	56
2.2.3	Validation de l'analyse multicouches	58
2.3	Renforcement par les matériaux composites	60
2.3.1	Généralités sur le procédé de collage de TFC	61
2.3.2	Propriétés mécaniques	63
2.3.3	Modélisation du béton renforcé par matériau composite	65
	2.3.3.1 <i>Application directe des modèles de confinement à base d'acier</i>	66
	2.3.3.2 <i>Modèles basés sur le confinement par matériau composite</i>	66
	2.3.3.3 <i>Modèles éléments finis avec approche de plasticité</i>	67
2.4	Recherche des mécanismes prépondérants	67
2.4.1	Poids propre	69
2.4.2	Vent	70
	2.4.2.1 <i>Effets de cyclage</i>	72
	2.4.2.2 <i>Effets dynamiques</i>	73
	2.4.2.3 <i>Effets d'interférence</i>	74
2.4.3	Actions thermiques et hydriques	75
	2.4.3.1 <i>Gradient thermique en cours de construction</i>	75
	2.4.3.2 <i>Gradient thermique en service</i>	75
	2.4.3.3 <i>Gradient hydrique</i>	78
2.4.4	Action Sismique	79
2.4.5	Corrosion des armatures	80
2.5	Conclusion	81

Partie 3

Structure intègre, corrodée et renforcée sous vent 83

3.1	Introduction	84
3.2	Modèle numérique	86
3.3	Procédure numérique	87
3.3.1	Chargement	88
3.4	Modèles constitutifs	92
3.4.1	Béton	92
	3.4.1.1 Béton CEA	93
	3.4.1.2 Béton INSA	97
3.4.2	Acier	103
3.5	Analyse des résultats	104
3.5.1	Structure intègre	104
	3.5.1.1 Influence du paramètre tension stiffening	109
	3.5.1.2 Influence d'une seconde tempête	109
3.5.2	Structure corrodée	111
3.5.3	Contribution du renforcement TFC	115
3.6	Conclusion	122

Partie 4

Étude de la robustesse de la tour A dans le cas d'une sollicitation sismique au-delà du dimensionnement conventionnel 123

4.1	Introduction	124
4.2	Analyse dynamique non linéaire sous séisme au-delà du dimensionnement	124
4.2.1	Description de la méthode d'analyse numérique	124
4.2.2	Analyse des modes propres	126
4.2.3	Description de l'action sismique	127
4.2.4	Introduction aux calculs paramétriques menés	129
	4.2.4.1 Effet de l'amortissement (2, 5 et 7%)	130
	4.2.4.2 Effet filtre lié au pas de temps de la sauvegarde	131

	4.2.4.3 Différentes combinaisons de charges sismiques	132
4.2.5	Calculs linéaires en dynamique	132
	4.2.5.1 Coque et supportage (poteaux et bracons) sans système de dispersion	132
	4.2.5.2 Coque et supportage (poteaux et bracons) avec dispersion	134
4.2.6	Calculs non-linéaires en dynamique	139
	4.2.6.1 Non linéarité de la coque seule (poteaux + bracons en linéaire)	140
	4.2.6.2 Non linéarité de la coque seule (poteaux + bracons + dispersion en linéaire)	143
	4.2.6.3 Non linéarité des poteaux seuls (coque + bracons en linéaire)	145
	4.2.6.4 Non linéarité de la coque et des poteaux (bracons + dispersion en linéaire)	156
4.3	Étude via la méthode spectrale sous séisme au-delà du dimensionnement	159
4.3.1	Introduction	159
4.3.2	Définition de l'action sismique	160
4.3.3	Modélisation et méthode de calcul	162
4.3.4	Résultats des calculs	163
	4.3.4.1 Modes propres	163
	4.3.4.2 Combinaison arithmétique	164
4.4	Étude via la méthode de recombinaison modale temporelle	167
4.5	Comparaison des résultats	168
4.5.1	Comparaison « Recombinaison modale – Calcul spectral »	168
	4.5.1.1 Déplacements maximaux	168
	4.5.1.2 Contraintes principales dans la coque	169
	4.5.1.3 Efforts dans les poteaux de supportage	169
4.5.2	Comparaison « Recombinaison modale – Temporel direct »	170
4.6	Conclusion	171
	Conclusion et perspectives	172
	Bibliographie	175

A.	Annexes	192
A1.	Analyses paramétriques en linéaire	192
A1.1	Effet de l'amortissement (2%, 5% et 7%)	192
A1.11	Calcul sismique en élastique ($\xi = 2\%$)	192
A1.12	Calcul sismique en élastique ($\xi = 5\%$)	195
A1.13	Calcul sismique en élastique ($\xi = 7\%$)	198
A1.2	« Effet filtre » lié au pas de temps de la sauvegarde	200
A1.3	Des différentes combinaisons de charges sismiques	202
A1.4	Analyse de l'influence de la non-linéarité matériau	205
A2.	La méthode spectrale et recombinaison modale	207
A2.1	Méthode spectrale	207
A2.2	Calcul par recombinaison modale	208
A3.	Analyse de la structure soumise au séisme au-delà du dimensionnement majoré	210
A3.1	Structure sans système de dispersion	210
A3.2	Structure avec système de dispersion	213

Table des illustrations

Figure 1.1 Évolution de la hauteur de la tour aéroréfrigérante (d'après Krätzig <i>et al.</i> , 2010)	27
Figure 1.2 Système de supportage ; en forme de A, V, X et poteau vertical (d'après Harte et Wittek, 2009)	29
Figure 1.3 Système de coffrage grim pant	29
Figure 1.4 Règles de conception des coques (d'après Courtois <i>et al.</i> , 2007)	32
Figure 1.5 Courbes charge-flèche au point A pour différentes variantes d'amplification (d'après Wörmann, 2004)	34
Figure 1.6 Exemples de relevés des défauts géométriques	38
Figure 1.7 Allure des défauts généralement observés sur les tours aéroréfrigérantes (d'après Baillis <i>et al.</i> , 2000)	39
Figure 1.8 Faciès de fissuration d'un aéroréfrigérant représentés en plan (d'après Baillis <i>et al.</i> , 2000)	41
Figure 1.9 Configurations du tassement différentiel analysé (d'après Baillis, 1996)	43
Figure 1.10 Courbes charge-déplacement sur différents modes de DS (d'après Baillis, 1996)	43
Figure 2.1 Réponse en traction cyclique d'un béton ordinaire (d'après Terrien, 1980)	49
Figure 2.2 Réponse uniaxiale en compression cyclique d'un béton ordinaire (d'après Ramtani, 1990)	50
Figure 2.3 Surface de charge de différents modèles béton formulés dans le cadre de la plasticité	53
Figure 2.4 Comportement cyclique (d'après Lepretre, 1988)	54
Figure 2.5 Comportement cyclique (d'après Merabet, 1990)	54
Figure 2.6 Modélisation du <i>tension stiffening</i> : (A) Modification de la loi de comportement du béton après fissuration ; (B) du renforcement (d'après Gilbert et Warner, 1978)	56
Figure 2.7 a. Éléments de plaque (facettes planes) ; b. Éléments de coque (facettes courbées)	57
Figure 2.8 Dalle soumise à des efforts de membrane et cisaillement (d'après Polak et Vecchio, 1993)	59
Figure 2.9 Dalle soumise à des efforts de membrane et bi-flexion (d'après Vecchio et Collins, 1986)	59
Figure 2.10 Dalle soumise à des efforts de membrane et flexion (d'après Pascu, 1995)	59
Figure 2.11 Sens de pose du tissu de fibres de carbone	63
Figure 2.12 Principaux mécanismes de dégradation au cours de la construction de la coque d'un aéroréfrigérant (d'après Witasse, 2000)	68
Figure 2.13 Phénomènes de dégradation au cours de l'exploitation de l'aéroréfrigérant (d'après Witasse, 2000)	69
Figure 2.14 Courbe de comportement type d'un aéroréfrigérant sous vent (d'après Mang <i>et al.</i> , 1983)	71
Figure 2.15 Courbe charge-déplacement après 20 cycles de chargement à $\lambda = 1$ (d'après Krätzig et Gruber, 1996)	72

Figure 2.16 Courbe charge-déplacement après un chargement à $\lambda = 2$ (d'après Krätzig et Gruber, 1996)	73
Figure 2.17 Variation des déplacements en fonction de la hauteur (d'après Ramanjaneyulu <i>et al.</i> , 1996)	74
Figure 2.18 Dérivation du facteur d'interférence (d'après Niemann et Köpper, 2004)	75
Figure 2.19 Courbe charge-déplacement : influence d'un pré-endommagement (d'après Witasse, 2000)	76
Figure 2.20 Courbe charge-déplacement (d'après Noh <i>et al.</i> , 2003)	76
Figure 2.21 Représentation des fissures $> 0.15\text{mm}$ (d'après Noh <i>et al.</i> , 2003)	77
Figure 2.22 Déplacements radiaux calculés sur la hauteur de l'ouvrage (d'après Witasse, 2000)	78
Figure 2.23 Déplacements axiaux calculés sur la hauteur de l'ouvrage (d'après Witasse, 2000)	79
Figure 2.24 Influence de la corrosion des armatures (d'après Gruber, 1996)	81
Figure 3.1 Allure des tours aéroréfrigérantes	87
Figure 3.2 Représentation de l'élément	88
Figure 3.3 Pression du vent en fonction de la hauteur	90
Figure 3.4 Distribution angulaire de la pression dynamique	92
Figure 3.5 Distribution circonférentielle et axiale de la pression induite par le vent	92
Figure 3.6 Courbe σ, ϵ en traction	95
Figure 3.7 Cas où le matériau n'est pas endommagé entièrement en traction	95
Figure 3.8 Cas où le matériau a été écroui en traction	96
Figure 3.9 Représentation du critère en compression	96
Figure 3.10 Surface de rupture et surfaces de charge dans le plan des contraintes principales	99
Figure 3.11 Courbe d'écrouissage ($\tau - \kappa$)	100
Figure 3.12 Modèle uniaxial cyclique : point initialement tendu	100
Figure 3.13 Modèle uniaxial cyclique : point initialement comprimé	101
Figure 3.14 Modèle uniaxial cyclique : décharge depuis un point partiellement fissuré	103
Figure 3.15 Loi de comportement de l'acier	103
Figure 3.16 Taux de ferrailage (a) Tour B, (b) Tour A et (c) Tour C	104
Figure 3.17 Comportement du point le plus sollicité	106
Figure 3.18 Comportement de la méridienne face au vent	106
Figure 3.19 Isovaleurs de déplacements (déformée $\times 25$)	107
Figure 3.20 Comparaison des différentes courbes charge-déplacement	108
Figure 3.21 Courbes charge-déplacement de différents α	108
Figure 3.22 Comparaison des deux modèles bétons (tour A)	109
Figure 3.23 Initiation de la fissuration dans le béton à G+1.4W (tour A)	110
Figure 3.24 Histoire du chargement	110
Figure 3.25 Comportement du point le plus sollicité sous charge cyclique (Tour A)	111
Figure 3.26 Comportement du point le plus sollicité (Tour A intègre et corrodée)	112
Figure 3.27 Comportement du point le plus sollicité (Tour B intègre et corrodée)	112
Figure 3.28 Comportement des méridiennes face au vent (charge ultime des structures corrodées à 40%)	113

Figure 3.29 Isovaleurs de déformations à la charge ultime (Tour B)	114
Figure 3.30 Emplacement du renforcement TFC (Tour C)	115
Figure 3.31 Maillage final (Tour C renforcée)	116
Figure 3.32 Courbe charge-déplacement (Tour C renforcée et non renforcée)	117
Figure 3.33 Isovaleurs de déplacement radial à G+2.5W (Tour C renforcée)	117
Figure 3.34 Loi de comportement du TFC (d'après AV, 2008)	118
Figure 3.35 Tour A renforcée	118
Figure 3.36 Comportement de la tour renforcée et non renforcée – point à 139.66 m d'altitude (Tour A)	119
Figure 3.37 Comportement de la méridienne face au vent (Tour A)	120
Figure 3.38 Comportement de la tour corrodée à 20% renforcée par composites (Tour A)	120
Figure 3.39 Comportement de la méridienne face au vent (Tour A corrodée à 20% + renforcée par TFC)	121
Figure 4.1 Amortissement de Rayleigh	126
Figure 4.2 Modes propres de la variante 4	126
Figure 4.3 Accélérogramme 1	128
Figure 4.4 Accélérogramme 2	128
Figure 4.5 Accélérogramme 3	129
Figure 4.6 Accélérogramme 4	129
Figure 4.7 Accélérogramme 5	129
Figure 4.8 Schéma du supportage de la coque	133
Figure 4.9 Maillage de la structure (avec bracons et tirants)	133
Figure 4.10 Comparaison de l'histoire des déplacements axiaux (U_z) et radiaux (U_r) aux sommets de la coque et du supportage	134
Figure 4.11 Système de dispersion	135
Figure 4.12 Portique supérieur	135
Figure 4.13 Maillage de la structure avec système de dispersion	136
Figure 4.14 Comparaison de l'histoire des déplacements axiaux et radiaux des structures sans et avec système de dispersion au sommet du supportage	137
Figure 4.15 Comparaison de l'histoire des déplacements axiaux et radiaux des structures sans et avec système de dispersion d'un point au sommet de la coque	137
Figure 4.16 Isovaleurs de contrainte de traction maximale (avec et sans système de dispersion)	138
Figure 4.17 Isovaleurs de contrainte de compression maximale (avec et sans système de dispersion)	138
Figure 4.18 Fissuration de la coque à 5.14 s (combinaison 5)	141
Figure 4.19 Fissuration de la coque à 5.5 s (combinaison 5)	141
Figure 4.20 Comparaison de l'histoire des déplacements axiaux et radiaux au sommet du supportage (Combinaisons 1 et 5)	142
Figure 4.21 Comparaison de l'histoire des déplacements axiaux et radiaux au sommet de la coque (Combinaisons 1 et 5)	142

Figure 4.22 Comparaison de l'histoire des déplacements axiaux et radiaux au sommet du supportage (Coque élastique et coque non-linéaire)	144
Figure 4.23 Comparaison de l'histoire des déplacements axiaux et radiaux au sommet de la coque (Coque élastique et coque non-linéaire)	144
Figure 4.24 Fissuration de la coque à 5.16 s (combinaison 1)	145
Figure 4.25 Fissuration de la coque à 6.06 s (combinaison 1)	145
Figure 4.26 Modélisation de la section en fibres de béton et d'acier	146
Figure 4.27 Loi en compression pour le modèle de comportement « Béton_Uni »	147
Figure 4.28 Loi en traction pour le modèle de comportement « Béton_Uni »	149
Figure 4.29 Lois de refermeture/ouverture de la fissure (d'après Combescure, 2001)	149
Figure 4.30 Comportement du béton en compression sous charge cyclique (d'après Guedes <i>et al.</i> , 1994)	150
Figure 4.31 Modèle numérique de comportement du béton en traction au cours des cycles de chargement (d'après Guedes <i>et al.</i> , 1994)	151
Figure 4.32 Loi de Menegotto-Pinto sous chargement monotone	152
Figure 4.33 Loi de comportement de l'acier sous chargement cyclique (d'après Guedes <i>et al.</i> , 1994)	152
Figure 4.34 Loi de comportement de l'acier sous chargement cyclique – effet de flambage (d'après Combescure, 2001)	153
Figure 4.35 Comparaison de l'histoire des déplacements axiaux et radiaux au sommet du supportage (Supportage élastique et supportage non-linéaire)	154
Figure 4.36 Comparaison de l'histoire des déplacements axiaux et radiaux au sommet de la coque (Supportage élastique et supportage non-linéaire)	154
Figure 4.37 Isovaleurs du déplacement U_z en m	155
Figure 4.38 Isovaleurs du déplacement U_r en m	155
Figure 4.39 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet du supportage (Modèle élastique et modèle non-linéaire)	156
Figure 4.40 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet de la coque (Modèle élastique et modèle non-linéaire)	157
Figure 4.41 Fissuration de la coque à 5.32 s et à 5.84	157
Figure 4.42 Spectres de différents aéroréfrigérants	160
Figure 4.43 Spectre (B) du site de la tour A et spectre de calcul (Spectre 1 = $B * 1.666$)	161
Figure 4.44 Spectre (B) du site de la tour A et spectre de calcul (Spectre 2 = $B * 2.0$)	161
Figure 4.45 Spectre enveloppe de toutes les courbes de spectre des tours (ENVL) et spectre de calcul (Spectre 3 = $ENVL * 1.667$)	161
Figure 4.46 Spectre enveloppe de toutes les courbes de spectre des tours (ENVL) et spectre de calcul (Spectre 4 = $ENVL * 2.0$)	161
Figure 4.47 Exemple de post-traitement des efforts dans les poteaux avec Cast3M	166
Figure 4.48 Spectres d'oscillateur avec amortissement de 5%	168
Figure 4.49 Déplacement U_x d'un point à la base de la coque	170
Figure 4.50 Déplacement U_y d'un point à la base de la coque	170

Figure 4.51 Déplacement U_x d'un point à au sommet de la coque	170
Figure 4.52 Déplacement U_y d'un point au sommet de la coque	171
Figure A.1 Isovaleurs du déplacement U_z en m ($\xi = 2\%$)	192
Figure A.2 Isovaleurs du déplacement U_r en m ($\xi = 2\%$)	192
Figure A.3 Déplacement radial de la méridienne en m ($\xi = 2\%$)	193
Figure A.4 Isovaleurs des contraintes circonférentielles en Pa à 5.94 s ($\xi = 2\%$)	194
Figure A.5 Isovaleurs des contraintes circonférentielles en Pa à 6.08 s ($\xi = 2\%$)	195
Figure A.6 Isovaleurs des contraintes de cisaillement en Pa à 8.56 s ($\xi = 2\%$)	195
Figure A.7 Isovaleurs du déplacement U_z en m ($\xi = 5\%$)	196
Figure A.8 Isovaleurs du déplacement U_r en m ($\xi = 5\%$)	196
Figure A.9 Déplacement radial de la méridienne en m ($\xi = 5\%$)	196
Figure A.10 Isovaleurs des contraintes axiales en Pa à 5.94 s ($\xi = 5\%$)	197
Figure A.11 Isovaleurs des contraintes axiales en Pa à 6.06 s ($\xi = 5\%$)	198
Figure A.12 Isovaleurs des contraintes axiales en Pa à 6.10 s ($\xi = 5\%$)	198
Figure A.13 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet du supportage ($\xi = 2\%, 5\%$ et 7%)	199
Figure A.14 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet de la coque ($\xi = 2\%, 5\%$ et 7%)	199
Figure A.15 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet de la coque (0.02 s, 0.01 s et 0.005 s)	201
Figure A.16 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet du supportage (0.02 s, 0.01 s et 0.005 s)	201
Figure A.17 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet du supportage (combinaison 1, 2 et 3)	202
Figure A.18 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet de la coque (combinaison 1, 2 et 3)	203
Figure A.19 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet du supportage (combinaison 3, 4 et 5)	203
Figure A.20 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet de la coque (combinaison 3, 4 et 5)	204
Figure A.21 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet de la coque (modèle élastique linéaire et modèle non linéaire)	205
Figure A.22 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet du supportage (modèle élastique linéaire et modèle non linéaire)	206
Figure A.23 Fissuration de la coque à 6.08 s et 8.56 s (Combinaison 1)	206
Figure A.24 Déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet de la coque (1.66*séisme au-delà du dimensionnement et 2.00*séisme au-delà du dimensionnement) – Structure sans système de dispersion	211
Figure A.25 Déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet du supportage (1.66*séisme au-delà du dimensionnement et 2.00*séisme au-delà du dimensionnement) – Structure sans système de dispersion	211

Figure A.26 Isovaleurs de déplacement radial au dernier pas de temps convergé 7.48 s – Structure sans système de dispersion **212**

Figure A.27 Déplacement U_z et U_r d'un point au sommet de la coque (1.66 * Séisme au-delà du dimensionnement et 2 * Séisme au-delà du dimensionnement) – Structure avec système de dispersion **213**

Figure A.28 Déplacement U_z et U_r d'un point au sommet du supportage (1.66 * séisme au-delà du dimensionnement et 2 * séisme au-delà du dimensionnement) – Structure avec système de dispersion **214**

Liste des tableaux

Tableau 2.1 Propriétés comparées des composites unidirectionnels à base de résines époxydes renforcées par différentes fibres (d'après Dupupet, 2008)	64
Tableau 3.1 Dimensions caractéristiques des tours aéroréfrigérantes	86
Tableau 3.2 Nombre d'éléments des différentes modélisations	87
Tableau 3.3 Pressions dynamiques et vitesses utilisées [NV 65]	90
Tableau 3.4 Coefficients de Fourier [CRT92]	91
Tableau 3.5 Caractéristiques mécaniques de l'acier	104
Tableau 3.6 Caractéristiques mécaniques du béton	105
Tableau 3.7 Évolution des paramètres caractéristiques (Tours intègres)	105
Tableau 3.8 Évolution des paramètres caractéristiques (Tour B corrodée)	114
Tableau 3.9 Évolution des paramètres caractéristiques (Tour A corrodée)	115
Tableau 3.10 Caractéristiques du TFC	116
Tableau 3.11 Évolution des paramètres caractéristiques (Tour C renforcée)	116
Tableau 3.12 Caractéristiques du composite TFC	119
Tableau 3.13 Évolution des paramètres caractéristiques (Tour A renforcée)	119
Tableau 3.14 Évolution des paramètres caractéristiques (Tour A corrodée + renforcée)	121
Tableau 4.1 Caractéristiques mécaniques des différentes configurations	127
Tableau 4.2 Fréquences fondamentales des modes propres	127
Tableau 4.3 Combinaisons d'accélération	128
Tableau 4.4 Caractéristiques mécaniques	130
Tableau 4.5 Éléments structuraux adaptés	136
Tableau 4.6 Paramètres de fermeture (raide - souple)	149
Tableau 4.7 Paramètres des modèles « Béton_Uni » et « Acier_Uni »	153
Tableau 4.8 Valeurs maximales des contraintes dans la coque	155
Tableau 4.9 Valeurs maximales des contraintes dans la coque	158
Tableau 4.10 Déformations et contraintes max dans les aciers de différents calculs	159
Tableau 4.11 Dimensions des éléments de coque dans la modélisation	162
Tableau 4.12 Dimensions des éléments du supportage dans la modélisation	163
Tableau 4.13 Modes propres de la structure	164
Tableau 4.14 Récapitulatif des déplacements maximaux	165
Tableau 4.15 Contraintes maximales dans la coque	165
Tableau 4.16 Efforts maximaux dans les poteaux	167
Tableau 4.17 Valeurs maximales des contraintes dans le supportage et les bracons	167
Tableau 4.18 Déplacements maximaux selon les 2 méthodes de calcul	169
Tableau 4.19 Comparaison des contraintes maximales dans la coque	169
Tableau 4.20 Comparaison des efforts maximaux dans les poteaux	169
Tableau A.1 Valeurs maximales des contraintes dans la coque ($\xi = 2\%$)	193
Tableau A.2 Valeurs maximales des efforts dans le supportage ($\xi = 2\%$)	193

Tableau A.3 Valeurs maximales des contraintes dans le supportage ($\xi = 2\%$)	194
Tableau A.4 Valeurs maximales des contraintes dans la coque ($\xi = 5\%$)	197
Tableau A.5 Valeurs maximales des contraintes dans le supportage ($\xi = 5\%$)	197
Tableau A.6 Valeurs maximales des contraintes dans la coque ($\xi = 7\%$)	200
Tableau A.7 Valeurs maximales des contraintes dans le supportage ($\xi = 7\%$)	200
Tableau A.8 Tableau récapitulatif des déplacements radiaux et axiaux	204
Tableau A.9 Valeurs maximales des contraintes dans la coque (séisme au-delà du dimensionnement * 2) – Structure sans système de dispersion	212
Tableau A.10 Valeurs maximales des contraintes dans le supportage (séisme au-delà du dimensionnement * 2) – Structure sans système de dispersion	212
Tableau A.11 Valeurs maximales des contraintes dans la coque (séisme au-delà du dimensionnement * 2) – Structure avec système de dispersion	214
Tableau A.12 Valeurs maximales des contraintes dans le supportage (séisme au-delà du dimensionnement * 2) – Structure avec système de dispersion	214

Introduction

Toute structure en béton armé interagissant avec l'environnement est susceptible de développer des endommagements menaçant son intégrité et durabilité en diminuant sa performance. Les structures sont donc soumises au vieillissement, ce dernier est fonction de l'importance des sollicitations mécaniques (vent, séisme, tassement du sol, poids propre...etc.) subies par la structure et de l'altération des matériaux constitutifs par l'eau (corrosion par altérations chimiques des aciers en présence d'air et d'eau), par la glace (éclatement du béton), le vent (abrasion mécanique par des vents chargés de sable ou de sel), ainsi que par les processus physico-chimiques (action des agents agressifs sur le béton), ou les variations de températures atmosphériques (dilatation sous l'effet de la chaleur et contraction sous l'effet du froid), ou les gradients de température et hydrique induits par le fonctionnement plus spécifiquement pour le cas des constructions industrielles (fatigue par cyclages, retrait du béton). En plus des sollicitations citées ci-dessus, les tours aéroréfrigérantes sont aussi exposées à des agressions environnementales pouvant engendrer la carbonatation du béton. Ces « sollicitations » et leurs couplages, entraînent généralement des pathologies qui peuvent diminuer la durée de vie de la structure.

Plusieurs études se sont intéressées aux problèmes liés au vieillissement des coques des tours aéroréfrigérantes en béton armé, qui sont des structures d'envergure fortement élancées. Des essais sur des coques représentatives semble une approche prohibitive au vue des coûts, l'évaluation numérique est donc le seul recours pour l'évaluation de l'intégrité dans le temps de ce type de structures. La modélisation numérique de ces structures dans leur environnement très particulier permet d'une part, d'expliquer les pathologies observées et d'autre part, d'envisager des confortements si besoin, et d'être capable de concevoir des ouvrages beaucoup plus fiables. Néanmoins, la complexité des phénomènes mis en jeu et des interactions, rendent difficiles l'explication des dégradations observées. Les observations in situ s'accordent cependant sur le fait que les chargements généralement cycliques ainsi que les surcharges accidentelles provoquent des pathologies comme la fissuration qui activent et accélèrent la corrosion conduisant à une perte de section des armatures diminuant implicitement la capacité portante et accélérant le vieillissement.

Dans le but d'augmenter la durée de vie des centrales nucléaires actuellement opérationnelles et maintenir la meilleure disponibilité possible de ces ouvrages, le vieillissement des structures béton armé telles que les tours aéroréfrigérantes doit être finement évalué, et l'incidence sur la capacité portante calculée, ce qui devrait permettre de conclure quant à la durée de vie et la nécessité ou pas de renforcer ces structures. Ce travail

tente de répondre à certaines questions fondamentales qui restent posées. Tout d'abord on rappellera les origines des pathologies potentielles observées sur ces tours, ainsi que les phénomènes majeurs influençant leur évolution. On traitera ensuite de l'influence de la pathologie la plus sensible, la perte de section d'armatures via la corrosion. Via la simulation numérique, nous estimerons le potentiel résiduel ou capacité portante de la structure dégradée, puis nous évaluerons l'apport que pourrait apporter le renforcement par matériau composite de ces structures.

La première partie de ce travail est consacrée à exposer l'état de l'art concernant les tours aéroréfrigérantes. Au travers d'une étude bibliographique, nous procédons tout d'abord à la description générale de ce type d'ouvrage, nous dressons ensuite les récents développements de leur conception et les sollicitations essentielles à prendre en considération dans le dimensionnement de ces tours, enfin, nous dressons l'état des connaissances sur leur vieillissement, en détaillant ainsi un bilan sur les pathologies observées et origines possibles.

Dans la deuxième partie, nous présentons les méthodes de calculs de ces ouvrages intégrant les modèles de coques utilisés pour les structures minces en béton armé, ainsi que les lois de comportement non linéaires nécessaires à la gestion de la fissuration du béton sous traction, de son collapse sous compression, mais encore à la plastification des armatures, ainsi que les possibilités pour la gestion de la liaison acier béton. Les méthodes pour modéliser les renforcements de type matériau composite positionnés en placage externe sont aussi présentées. Enfin, nous dressons un bilan des travaux de modélisation de ce type de structure portant sur la recherche des mécanismes prépondérants dans l'origine des désordres observés.

Dans le cadre de l'étude des phénomènes de vieillissement qui affectent certains ouvrages en béton armé, la corrosion des armatures a été identifiée comme étant l'un des désordres potentiels et qui de plus a des conséquences directes sur la capacité portante de l'ouvrage. Dans un tel contexte, la troisième partie de ce travail vise à quantifier les effets néfastes auxquels peut conduire la corrosion des armatures, sur notamment la capacité portante sous vent extrême des tours aéroréfrigérantes des centrales nucléaires. Une campagne de simulation numérique est menée à l'aide du code Cast3M afin d'étudier la capacité portante de ces tours en présence de différents seuils de corrosion moyennant une hypothèse simplificatrice qui consiste à une simple réduction de la section d'acier. L'analyse numérique traite du comportement de la structure soumise à son poids propre et à la pression du vent avec prise en compte des non-linéarités matériau, y compris la fissuration du béton en traction et le

phénomène *tension stiffening*. L'influence des cycles de vent sur le comportement de la coque a été également évaluée en utilisant une loi de comportement de béton qui prend en considération les aspects cycliques avec donc l'effet unilatéral lié à la restauration de la rigidité après fermeture d'une fissure. Enfin, afin de restaurer l'intégrité de ces structures, et donc afin d'augmenter leur durée de vie, la technique de renforcement à l'aide de matériaux composite a été explorée. Différentes configurations de renforcement ont été jaugées, en quantifiant l'apport du renforcement TFC en termes de rigidité en régime pré-fissuration ou post-fissuration, mais aussi en termes de capacité portante. L'aspect cyclique du vent traduisant le phénomène de rafale, bien que l'approche reste en quasi-statique, mais aussi plus simplement une période de retour, sont étudiés.

La quatrième partie a pour objectif l'étude du comportement dynamique des tours aéroréfrigérantes dans le cas d'une sollicitation sismique. Le chargement sismique impose à la structure de résister à plusieurs cycles de forte amplitude. Une structure convenablement dimensionnée doit pouvoir absorber l'énergie de l'excitation et la dissiper au travers de faibles endommagements n'induisant pas de dommages majeurs. Dans ce cadre, plusieurs études paramétriques sont menées, afin d'une part de garantir de la robustesse des conclusions, ainsi l'effet du paramètre amortissement, généralement mal connu pour une structure réelle, est évalué, ou encore l'effet « filtre » lié au pas de temps de sauvegarde. Conformément aux recommandations quant à l'analyse dynamique, différentes combinaisons de charges ont été évaluées et une comparaison est menée entre trois méthodes différentes de calcul à savoir : l'approche dynamique temporelle non linéaire, la méthode spectrale et la méthode modale temporelle.

Partie 1

État de l'art sur les connaissances actuelles

1.1 Introduction

1.2 Description générale et développements récents de la conception des tours aéroréfrigérantes

- 1.2.1 Bref historique sur les tours aéroréfrigérantes
- 1.2.2 Description générale de l'ouvrage
- 1.2.3 Conception et calcul de la structure

1.3 Sollicitations essentielles à prendre en considération

- 1.3.1 Sollicitations prise en compte dans les codes de calcul
- 1.3.2 Sollicitations non prise en compte dans les codes de calcul

1.4 Pathologies observées et origines possibles

- 1.4.1 Défauts géométriques
- 1.4.2 Fissures
- 1.4.3 Tassements différentiels

1.5 Conclusion

1.1 Introduction

Le présent chapitre a deux objectifs essentiels : d'une part présenter un état de l'art le plus exhaustif possible des retours d'expériences non seulement en matière d'auscultation d'ouvrage (comme par exemple le comportement de ces structures et les pathologies observées lorsqu'elles vieillissent). D'autre part, la légitime question sur la nécessité ou non de prendre des mesures qui permettraient d'élever ou de préserver la capacité fonctionnelle de l'ouvrage est posée. Ainsi, ce chapitre est subdivisé en trois volets. En premier lieu, les tours aéroréfrigérantes sont présentées d'un point de vue général, en évoquant leur historique, leur géométrie et leur fonctionnement. Puis, une présentation synthétique de l'état de l'art sur les connaissances actuelles concernant le comportement vieilli des tours aéroréfrigérantes est abordée, en particulier, les différentes études qui ont été réalisées dans le but de comprendre le comportement de ces structures et qui tentent d'expliquer les pathologies observées. Une attention particulière est accordée à la présentation des désordres observés sur les tours aéroréfrigérantes. En effet à l'instar de toutes les structures de type coque en béton armé et particulièrement pour celles considérées comme exceptionnelles, il est systématiquement constaté la présence de désordres. Ce constat amène une première interrogation quant à l'origine de ces pathologies. En troisième lieu, une hiérarchisation des pathologies en fonction d'un critère de nocivité est proposée, ce qui permet d'évaluer l'effet de chaque désordre, mais aussi au regard des cinétiques passées, de conclure quant à l'intégrité de l'ouvrage dans une perspective d'une dizaine d'années.

1.2 Description générale et développements récents de la conception des tours aéroréfrigérantes

Dans cette section, un bref historique sur les tours aéroréfrigérantes et l'influence de la R&D sur leur conception sont exposés. Une attention particulière est accordée à la présentation des éléments structuraux qui composent la tour et les différentes sollicitations essentielles à prendre en considération lors du pré-dimensionnement de ces structures. Une procédure de conception appropriée permet de déterminer l'équation de la génératrice de l'hyperboloïde qui représente la coque de la tour, ainsi que la distribution des épaisseurs tout le long de sa hauteur.

1.2.1 Bref historique sur les tours aéroréfrigérantes

Les tours aéroréfrigérantes, aussi appelées tours de refroidissement, constituent généralement la partie la plus visible des centrales nucléaires. Elles sont des échangeurs de chaleur "air/eau", dans lesquels l'eau à refroidir est en contact direct avec l'air ambiant. L'eau chaude est pulvérisée et ruisselle sur le corps d'échange. L'air traverse le système de ruissellement et est rejeté dans l'atmosphère. Le refroidissement s'effectue principalement par évaporation de l'eau ; l'efficacité du système est liée à la conception et à l'entretien de la tour ainsi qu'aux conditions atmosphériques (température et humidité). Les tours aéroréfrigérantes en forme d'hyperboloïde ont été construites depuis 1914. Cette forme de coque, proposée par Van Iterson en 1910, s'est révélée le fruit de considération de génie civil. Il s'agissait d'utiliser les propriétés de stabilité qu'engendrait une double courbure afin de résister à l'effet du vent et aux tassements du sol. Cependant, l'équation de la génératrice doit être optimisée en vue d'une part, d'obtenir un écoulement optimal de l'air et d'autre part, une quantité optimale de béton à mettre en œuvre. Cette coque est renforcée respectivement à la base et au sommet par un linteau et un couronnement. Ces renforcements sont, soit des surépaisseurs de la coque, soit des anneaux. Dans les deux cas, ils sont constitués de béton renforcé par un ferrailage très dense.

Construire des tours de plus en plus grandes a poussé les ingénieurs à se préoccuper encore plus des effets induits par les charges du vent et les méthodes de conception les plus adaptées à ces grandes structures. L'évolution des tours aéroréfrigérantes depuis une taille relativement modeste, jusqu'à des structures modernes de haute technologie et de taille monumentale est schématisée à la Figure 1.1 tirée d'une

publication de (Krätzig *et al.*, 2010). L'émergence de la conception moderne de tours aéroréfrigérantes peut être référencée à Niederaussem 1966. L'effondrement de trois tours de hauteur 114 mètres, parmi les 8 tours aéroréfrigérantes achevées à Ferrybridge au Royaume-Uni en 1965, a révélé l'insuffisance des procédures de conception mises en œuvre, et a servi à lancer et accélérer les programmes de recherche sur un large éventail de sujets. Les sujets abordés comprenaient l'ampleur de la pression du vent et sa distribution, la stabilité, les anneaux raidisseurs, les systèmes de supportage, la quantité des ferraillements de renforcement et leurs positionnements, la résistance sismique, les imperfections, la température et le retrait, l'interaction sol-structure ainsi que les fissures dès la phase de construction (Gould, 2012).

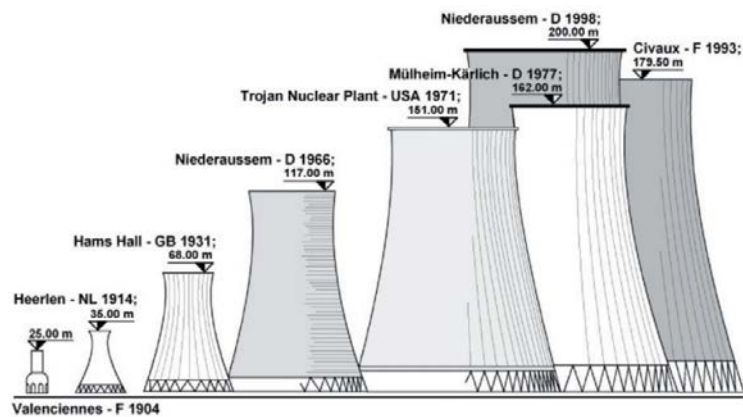


Figure 1.1 Évolution de la hauteur de la tour aéroréfrigérante (d'après Krätzig *et al.*, 2010)

Actuellement, la plus grande tour aéroréfrigérante au monde est celle de la centrale nucléaire de Niederaussem en Allemagne. Construite de 1998 à 2001, cette tour s'élève à 200 m et a été conçue pour répondre à l'action combinée du vent, des effets thermiques et d'humidité, une attention particulière a été prise à l'égard de la fatigue, la fissuration et la corrosion. Pour assurer un niveau adéquat de sécurité et de durabilité, des considérations spéciales ont été prises en compte, elles comprenaient l'effet d'interférence de l'action du vent (déterminé par des essais en soufflerie), l'optimisation de la forme de coque pour améliorer le comportement structural et dynamique, le nettoyage de la tour par injection d'un gaz épuré et l'utilisation de béton haute performance (85 MPa en compression) pour améliorer la résistance de la coque contre l'attaque acide du gaz épuré (Harte et Krätzig, 2002).

1.2.2 Description générale de l'ouvrage

La tour aéroréfrigérante se compose de fondations, d'un supportage et d'une coque. Ces éléments sont affectés par les principales charges, et doivent résister aux diverses sollicitations statiques et dynamiques (Krätzig *et al.*, 2007). Dans la plupart des cas le choix de fondation se porte sur une semelle annulaire continue en béton que l'on place directement sur le sol ou sur des remblais compactés. Parfois cette continuité est interrompue par une construction massive souterraine pour l'entrée et la sortie d'eau. La fondation est dimensionnée pour reprendre principalement les efforts radiaux imposés par le poids de la tour. Les efforts axiaux sont supposés être repris par l'ensemble semelle-sol. Par contre en présence d'un sol mou ou trop hétérogène, les fondations sont constituées de longs pieux permettant de prendre appui sur des matériaux plus homogènes et résistants situés à des niveaux inférieurs.

Le supportage est la liaison entre les fondations et la coque, il constitue l'ouverture qui permet l'appel d'air de la cheminée. Les poteaux sont disposés de façons différentes suivant les ouvrages et cette disposition est très importante pour le rendement de l'installation. En effet ces poteaux masquent l'entrée d'air et l'objectif est de réduire le plus possible cet obstacle. C'est pour cela qu'aujourd'hui, et après de nombreuses recherches, ces poteaux sont principalement disposés verticalement dans le prolongement de la méridienne et non pas en forme de A, V ou X (Figure 1.2) toujours dans le but de favoriser l'entrée d'air. L'effet de masque (obstacle à l'entrée d'air) est ainsi réduit de 10% à 15%. Ces poteaux peuvent être préfabriqués comme dans le cas des tours aéroréfrigérantes de Niederaussem en Allemagne ou coulés in-situ.

La coque elle-même est construite de manière classique, au moyen d'un coffrage grim pant (Figure 1.3) par coulées successives de couronne de béton dont la hauteur varie entre 1 et 1.5 mètre. Le rythme de construction est environ d'une levée par jour (Lacombe, 1980). L'idée d'utiliser la coque en elle-même comme support permet un gain de temps considérable dans la réalisation des ouvrages. Cette technique, après quelques améliorations comme l'automatisation du coffrage grim pant constitue la solution utilisée actuellement. Pour garantir une haute qualité de fabrication de la coque, des techniques qui consistent à utiliser des mesures par laser sont employées pour suivre la forme de la coque pendant le processus de coulage. La durabilité de la coque est améliorée si une précontrainte est appliquée sur la couronne supérieure, dans ce cas la fissuration dû à la forte action du vent est empêchée selon (Montag *et al.*, 2004).



Figure 1.2 Système de supportage ; en forme de A, V, X et poteau vertical (d'après Harte et Wittek, 2009)



Figure 1.3 Système de coffrage grim pant

1.2.3 Conception et calcul de la structure

La nécessité d'un règlement de calcul spécifique à la conception et la construction des tours aéroréfrigérantes a surgi après l'effondrement des tours aéroréfrigérantes de Ferrybridge, au Royaume-Uni. La cause de l'effondrement a été étudiée par plusieurs chercheurs, plusieurs raisons en rapport avec la conception et la construction sont trouvées ; de très faibles épaisseurs de la coque, une seule nappe d'armatures dans la surface moyenne de la coque, le manque d'une poutre supérieure (anneau raidisseur en tête de structure), la non prise en compte des effets d'interférence et d'arrangement de groupes des tours, et enfin, un coefficient de sécurité

insuffisant pour ces structures (Krätzig, 2012). Toutes ces raisons conduisent à la défaillance structurelle.

Certains chercheurs ont constaté que ces structures exceptionnelles doivent faire l'objet de recherches approfondies et doivent être régies par des règlements spéciaux. En Allemagne, les recommandations VIK ont été créées en 1970 [VIK, 1970]. Dans les années suivantes des lignes directrices et des règlements ont été créés dans les principaux pays de conception, à savoir la France, le Royaume-Uni, l'Allemagne et l'Amérique du Nord [Règles de Conception et de Réalisation des réfrigérants atmosphérique en Béton armé, BS 4485-4, VGB-R 610, ACI 334.2R-91]. D'autres pays, par exemple l'Inde, a adopté ces lignes directrices dans les années suivantes [IS 11504]. Ces règlements ont quelques différences concernant les vérifications du flambement, la charge du vent, les coefficients de sécurité, les détails de construction et d'autres éléments. Du fait qu'un sujet ait été traité par différents groupes de recherche, il n'était pas étonnant de trouver des différences. Dans les dernières décennies, les règlements de base et les codes nationaux, ont subi des développements dans certains pays. Par exemple, les codes en Europe ont été modifiés pour prendre en considération les coefficients partiels dans les combinaisons de charges pour plus de sécurité et les différentes stratégies d'analyse non linéaire et les exigences pour une durabilité accrue. Aujourd'hui, les règlements de conceptions des tours aéroréfrigérantes des différents pays sont à différents niveaux de «développement».

1.2.3.1 Conception de la tour

Dans la procédure de conception de la tour aéroréfrigérante, déterminer la forme de la coque est le processus le plus important. En effet, la forme de la coque détermine la sensibilité du comportement dynamique de l'ensemble de la tour exposée à une excitation de type « vent ». Dans la pratique de l'ingénierie, des paramètres géométriques de la coque sont généralement déterminés sur la base de l'analyse de la fréquence naturelle. Le but de la conception est l'optimisation du ferrailage requis tout en satisfaisant les facteurs de sécurité. L'augmentation des dimensions des tours a conduit les constructeurs à optimiser les courbes de méridiennes, afin de minimiser les quantités de béton à mettre en œuvre, tout en respectant en tous points les conditions exigées pour le taux de travail des matériaux afin de maintenir une double courbure en tous points et trouver la plus grande stabilité. L'adoption d'un ferrailage constitué d'une double nappe d'armatures, très soigneusement positionnée, est l'une des premières mesures qui marque l'ère des grands réfrigérants. Il en résulte une condition générale sur l'épaisseur du béton recommandée par l'Association

internationale pour les coques et les structures spatiales [IASS, 1977]. En effet, la paroi de la coque devrait être d'une épaisseur qui va permettre deux nappes d'armatures dans les deux directions perpendiculaires avec un enrobage minimum de 3 cm, et ne doit pas être inférieure à 16 cm. Cette valeur minimale devient insuffisante pour les grands aéroréfrigérants en raison des risques d'instabilité et finalement on préconise une épaisseur minimale due à Paduart (Caudron, 1991) égale à:

$$e_{min} = 0.003\sqrt[3]{R^2h} \quad (1.1)$$

h est la hauteur totale de la coque depuis la sous-face du linteau, R est le rayon de la coque à la cote considérée.

Les travaux de (Busch *et al.*, 2002) et (Harte et Krätzig, 2002) sur l'influence de la hauteur du col et l'angle d'inclinaison de la coque à la base du linteau sur l'optimisation de la forme de la coque des tours aéroréfrigérantes sont d'excellents exemples qui montrent l'intérêt que portent les chercheurs, aux études des paramètres géométriques de la coque. Les analyses linéaires et non linéaires effectuées par (Noh *et al.*, 2012) sur trois tours avec des géométries de coques représentatives montrent que les coques avec un ensemble de rayons aussi petits que possible et qui respectent les exigences thermodynamiques, donneront des tours aéroréfrigérantes avec une fréquence naturelle fondamentale plus élevée et donc un comportement moins sensible au vent. Ceci peut être réalisé en décrivant la géométrie de la coque avec les deux équations hyperboliques, où le rayon de la partie inférieure de la coque est réduit au minimum avec un angle maximum au niveau du linteau de base et une hauteur minimale du col, tandis que la partie supérieure de la coque prend un rayon minimum, presque comme une coque cylindrique. Une tour avec une bonne géométrie nécessite une quantité de béton et de ferrailage plus faible (optimale), et montre en même temps, un comportement stable, plus sûr et plus durable aussi bien en analyses linéaire et non linéaire. En France, les quelques règles générales de dessin de la géométrie des coques (Figure 1.4), du point de vue génie civil, sont les suivantes :

- maintien d'une double courbure en tous points pour la recherche de la plus grande stabilité.
- inclinaison de la base de la coque au maximum autorisé par les cahiers des charges, soit $\tan \alpha \leq 0,32$ où α désigne l'angle formé par la verticale et la méridienne de la coque au niveau du linteau.
- limitation de l'inclinaison sur la verticale de la partie haute pour la réduction des contraintes de traction sous poids propre dans cette zone, soit

$\tan \beta \leq 0,12$ où β est l'angle formé par la verticale et la méridienne de la coque au niveau du couronnement.

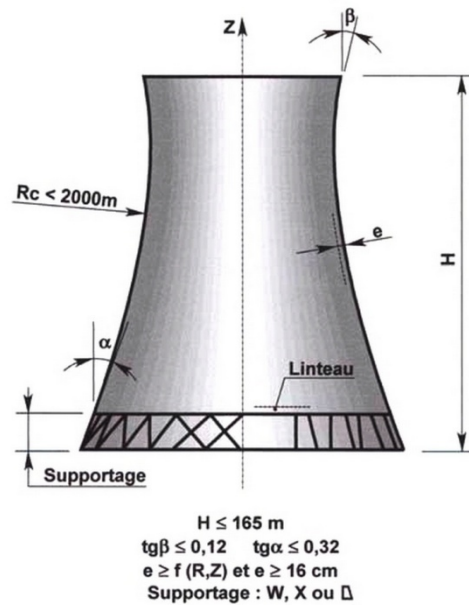


Figure 1.4 Règles de conception des coques (d'après Courtois *et al.*, 2007)

1.2.3.2 Dimensionnement

La nouvelle génération de normes européennes est basée sur un concept partiel de sécurité afin de vérifier les états limites ultimes (ELU) et les états limites de service (ELS). Pour vérifier l'ELU, les deux méthodes d'analyse linéaire et non linéaire peuvent être appliquées. En utilisant une analyse linéaire, un tracé d'une coupe transversale avec résultante de contraintes dans le cas de charge nominale permettra de quantifier le renforcement. Un tel tracé est également possible en utilisant l'analyse non linéaire, ou encore une analyse des charges ultimes (Harte et Wittek, 2009).

Dans la récente norme allemande par exemple, pour vérifier l'ELS, la largeur caractéristique l_c de la fissure ne doit pas dépasser :

- coque : $l_c \leq 0.2 \text{ mm}$.
- fondation et supportage : $l_c \leq 0.30 \text{ mm}$.

En plus de la vérification des états limites, un coefficient de sécurité par rapport au flambement $\gamma_b \geq 5$ est exigé à l'égard de valeurs caractéristiques de la combinaison des actions $G + W^e + W^i$ (G: poids propre, W^e : pression externe du vent, W^i : succion interne induite par le vent). La procédure de conception qui en résulte est appropriée pour déterminer la distribution d'épaisseur de la coque. Ce facteur de sécurité élevé est nécessaire pour garantir une marge de sécurité suffisante par

rapport à l'endommagement, comme les imperfections et les dégradations matérielles et d'autres phénomènes qui peuvent fortement influencer la stabilité structurelle globale, mais qui sont inconnus et ne peuvent donc pas être considérés dans la phase de conception. (Gould, 2012) pense que ce facteur de sécurité qui est basé sur une géométrie parfaite de la coque est recommandé, mais pourrait être réduit à environ 2.5 en raison des imperfections géométriques qui se créent lors de la phase de construction de la tour (Krätzig *et al.*, 2010).

Diverses études expérimentales ont contribué à fournir des méthodologies de recherche du facteur de sécurité au flambage sous poids propre (Mungan, 1976) et la pression non-symétrique du vent (Der et Fidler, 1968). Le développement des méthodes des éléments finis (MEF) a permis d'effectuer des analyses de bifurcation (Abel et Gould, 1981) élargissant ainsi l'application de cette approche. Des anciens chercheurs (Mang *et al.*, 1983) et (Trappel, 1983) sont parvenus à la conclusion que la ruine des tours aéroréfrigérantes ne serait pas due au flambement classique. Ceci a été confirmé par les études numériques menées par (Baillis, 1996). Cependant, ces études restent des outils de conception extrêmement précieux, permettant de pré-dimensionner le profil d'épaisseur de la coque à un stade précoce de la conception et de l'affiner ensuite par des analyses MEF.

1.2.3.3 Méthodes d'analyse non linéaire

Peu après la période Ferrybridge, les chercheurs ont réalisé des analyses MEF basées sur la théorie de flexion qui pourrait expliquer la géométrie réelle de la coque, les changements d'épaisseur, les discontinuités des raidisseurs et des conditions aux limites (Gould, 1970), (Sen et Gould, 1973) et (Gould *et al.*, 1974), bien que la théorie de membrane était apparemment encore utilisée par certains concepteurs jusqu'en 1980 (Krätzig *et al.*, 2010). Les codes de calcul MEF permettent de traiter des chargements non symétriques, comme la distribution circonférentielle du chargement vent. Pour simuler le comportement de la tour aéroréfrigérante, et évaluer la sécurité à l'état ultime, la simulation de l'évolution de la fissuration dans la coque doit être intégrée dès la phase de conception (Harte *et al.*, 2000). Pour ce type de simulations on utilise généralement des éléments finis coque multicouches associés à un modèle non linéaire représentant le matériau béton armé en considérant :

- Les relations contrainte-déformation en contraintes planes, intégrant les comportements non linéaires du béton au-delà des valeurs seuils en compression et en traction.

- La gestion de la fissuration après dépassement de la résistance en traction du béton.
- Le comportement élastoplastique des armatures.
- L'interface acier-béton y compris le *tension stiffening*.

Les combinaisons de charges les plus pertinentes sous les actions principales poids propre G , charges thermiques T et la pression du vent W , sont alors étudiées par une procédure itérative incrémentale au moyen d'un coefficient d'amplification λ . La Figure 1.5 présente un exemple d'une analyse non linéaire, elle montre les résultats de trois variantes d'amplification des charges. Il s'agit de l'étude de la tour aéroréfrigérante de Niederaussem qui culmine à 200 m de haut. L'étude (Wörmann, 2004), a été effectuée pour évaluer la contribution des principales actions à la dégradation de la structure. Le concept de facteurs partiels de sécurité des actions n'est pas pris en considération.

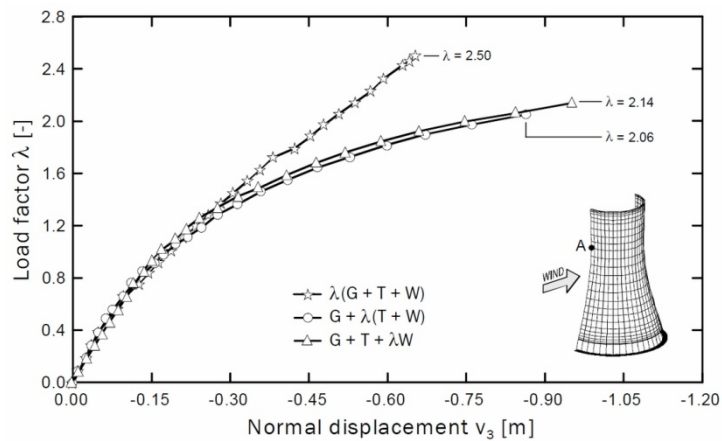


Figure 1.5 Courbes charge-flèche au point A pour différentes variantes d'amplification (d'après Wörmann, 2004)

On peut reconnaître que l'amplification commune de toutes les actions $\lambda (G + T + W)$ donne une surestimation de la capacité portante de la structure. Cela est dû au fait que l'action G du poids propre agit favorablement. Aucune différence, pour ce qui est du comportement non linéaire, n'est notée lorsqu'on amplifie simultanément les deux chargements, thermique T et vent W ou seulement W . Un écart est cependant constaté sur la charge ultime, la configuration de charge figeant le chargement thermique permet un gain de capacité portante de l'ordre de 4%. Quand on amplifie les actions thermiques, on accroît les endommagements de type fissuration, ce qui assouplit la structure et conduit à de plus grands déplacements. Ainsi, l'amplification à la fois de T et W semble être la variante la mieux appropriée pour les analyses non-

linéaires, d'abord l'action thermique ensuite l'action du vent : $G + \lambda_1 T + \lambda_2 W$ (Wörmann, 2004).

1.3 Sollicitations essentielles à prendre en considération

1.3.1 Sollicitations prises en compte dans les codes de calcul

En ce qui concerne les sollicitations essentielles à prendre en considération et qui figure déjà dans la majorité des règles de conception, on note :

- **Le poids propre**
La charge permanente G pour laquelle il convient d'adopter une valeur de la masse spécifique égale à 25 KN/m^3 .
- **La pression du vent**
La pression du vent W est à prendre en compte comme une charge quasi-statique séparée en pression externe W_e et succion interne W_i .
- **Les actions thermiques**
Constituées des charges de température uniformes T_0 (l'action du soleil) et des gradients thermiques ΔT dans l'épaisseur dus à la température et au fonctionnement de l'aéroréfrigérant.
- **Le retrait du béton**
Un changement de température uniforme équivalent à $T_0 = -258^\circ\text{C}$ peut-être supposé [VGB-R 610].
- **Les tassements différentiels du sol**
Induits par des effets extérieurs causés par l'exploitation souterraine du sol ou les bâtiments voisins et représentent des actions indirectes. Ces tassements peuvent être aussi induits par le réfrigérant lui-même.
- **Les actions sismiques et accidentelles**
Les actions sismiques ou les actions accidentelles peuvent être tirées à partir des valeurs et recommandations de conception.

En ce qui concerne les exigences ultime et de service, les actions du poids propre G , du vent externe W^e et la température de fonctionnement T sont importantes pour déterminer la quantité de ferrailage de la structure. La combinaison de ces sollicitations permet d'atteindre les situations de conception à l'état limite ultime, la structure doit satisfaire en tous points des critères de niveaux de sécurité par rapport au flambage et par rapport à l'endommagement. L'analyse structurale peut être effectuée de façon linéaire ou non linéaire en utilisant la MEF. En général, dans le cas des analyses linéaires menées dans la phase de conception, une coupe transversale est effectuée où on compare les actions et réactions des forces internes afin d'obtenir directement la quantité de ferrailage.

1.3.2 Sollicitations non prises en compte dans les codes de calcul

- **Autres**

Les charges induites par les dispositions constructives et lors de la phase de construction doivent être comptabilisées conformément à la procédure de construction. Dans certains cas, les charges de précontrainte ou autres charges diverses, comme l'impact dû aux conduites de gaz de combustion ou les impacts affectant la fondation (flottabilité, pression de terre...etc.), peuvent être en outre prises en considération dans la conception (Harte et Wittek, 2009).

- **Vents extrêmes sous forme de tornades**

Aujourd'hui on commence à s'intéresser aux charges induites par une tornade et leur impact sur les tours aéroréfrigérantes. Ces charges ne font pas partie des critères de conception originaux, ni des critères pour la réparation et l'achèvement. Elles doivent être modélisées avec une précision suffisante pour assurer que le renforcement préconisé permettra à la structure de résister à la sollicitation liée à l'événement. La difficulté actuelle, est que le champ de pression induit par une tornade est mal connu. Des simulations numériques à l'aide de codes appropriés (mécanique des fluides) ainsi que des essais spécifiques à développer en soufflerie doivent être envisagés pour palier à ces méconnaissances. Au-delà du simple champ de pression, la tornade peut amener des impacts d'objets qui peuvent fortement endommager la coque.

1.4 Pathologies observées et origines possibles

Il nous apparaît important de faire l'état des lieux concernant les connaissances acquises sur le vieillissement des tours aéroréfrigérantes en béton. Divers enseignements fondamentaux peuvent en être tirés. Dans cette partie nous détaillons les diverses pathologies observées sur ce type de structure, cela va nous permettre de dégager les premières conclusions fondamentales, en particulier les pathologies observées sont-elles similaires ? Ainsi différentes études ont été menées depuis plusieurs années. Par ailleurs, la problématique de l'explication des désordres constatés et de leurs évolutions ne semble pas être l'apanage des tours en France, diverses publications prouvent que les mêmes interrogations sont posées dans d'autres pays.

Dans le cadre de la maintenance de son parc, EDF, suit et étudie les phénomènes de vieillissement qui affectent certains ouvrages en béton,

et depuis plusieurs années lance des programmes d'études sur la recherche et l'identification de critères de défaillance. Sur les tours du parc Français, des auscultations (altimétrie, contrôle géométrique, et inspection visuelle) sont réalisés à un pas de temps défini selon des critères d'analyse des risques à partir de cinétique d'évolution de phénomènes pouvant mettre en péril à plus ou moins long terme l'intégrité de ces ouvrages. Dans ce travail de réflexion, une première partie s'attache à détailler divers résultats obtenus dans le cadre de recherche des facteurs prépondérants de dégradation de la coque de l'aéroréfrigérant à la fois du point de vue de la mesure in situ que du point de vue de la simulation numérique. Malgré les règles de dimensionnement et les marges de sécurité relativement importantes, plusieurs aéroréfrigérants présentent des dommages inattendus, les principaux désordres recensés et suivis, sont les défauts de forme ou défauts géométriques, les tassements, les fissures traversantes ou pas qui apparaissent sur la coque, la corrosion des armatures et les dégradations du matériau telles que les épaufrures ou écaillages ainsi que les dégradations physico-chimiques n'induisant pas forcément de pertes en termes de capacités mécaniques mais susceptibles de favoriser l'initiation de la corrosion (carbonatation, teneur en chlorures). Comme en témoignent de nombreuses publications traitant du sujet, les pathologies constatées sont assez similaires, seules les cinétiques changent. Le point inquiétant à l'origine de plusieurs études est que ces dommages évoluent.

1.4.1 Défauts géométriques

À la suite des effondrements de tours de refroidissement survenus dans les années 1960 et 1980, EDF a décidé d'inspecter toutes les coques restantes et d'effectuer des mesures de la forme réelle de leur surface extérieure par des techniques géodésiques et photogrammétriques. La photogrammétrie est la technique principale, elle permet de déterminer les coordonnées 3D de points sur un objet, à partir d'images photographiques. Celles-ci sont déterminées par des mesures effectuées sur deux ou plusieurs images prises à partir de différentes positions, par des caméras calibrées. Entre autres avantages, cette méthode a la possibilité de cartographier la forme réelle de la planimétrie de la coque à différents niveaux par des mesures photogrammétriques, elles permettent d'identifier tous les défauts et les déformations à un instant donné de sa vie ainsi que son évolution avec le temps. Les clichés photo peuvent être exploités à la fin de la construction, pour établir un comparatif entre deux états (fin de construction ou mesures récentes). Ces mesures sont réalisées « réfrigérant à l'arrêt ». De nos jours, la photogrammétrie a été remplacée par la numérisation 3D. EDF utilise des

dispositifs laser qui collectent les données de positionnement en forme de nuages de points en utilisant des marqueurs de référence, mais aussi les éléments naturels des structures. Cette technique permet de déterminer un nombre quasi illimité de points, qui entraînent une description plus précise des tours aéroréfrigérantes. En outre l'acquisition et le traitement prennent moins de temps que les relevés photogrammétriques. La Figure 1.6 présente un exemple de relevé photogrammétrique et de relevé par numérisation laser.

L'analyse numérique non linéaire avec prise en compte des imperfections géométriques effectuée par (Waszczyszyn *et al.*, 2000) et (Baillis, 1996) démontre que les défauts géométriques influencent que légèrement la réponse de la coque. En effet, les défauts géométriques peuvent jouer à la fois un rôle favorable et défavorable dans la stabilité, elles peuvent rigidifier la structure par rapport au flambage sous poids propre, un comportement qui ne peut pas être généralisé à des défauts d'une autre nature tels que par exemple un défaut axisymétrique de la méridienne, qui lui peut être dangereux car il va provoquer des flexions importantes dans le sens axial et l'endommagement du matériau. Si les défauts sont trop importants, l'effet géométrique rigidifiant peut être annulé par la fissuration. Pour mieux comprendre cette influence, on peut retenir l'hypothèse de (Jullien *et al.*, 1994) qui est basée sur le fait que toute coque mince possède un défaut initial de fabrication et sous l'action d'un chargement croissant, le défaut initial va évoluer vers une forme modale qui correspond au mode critique de la structure sous ce chargement.

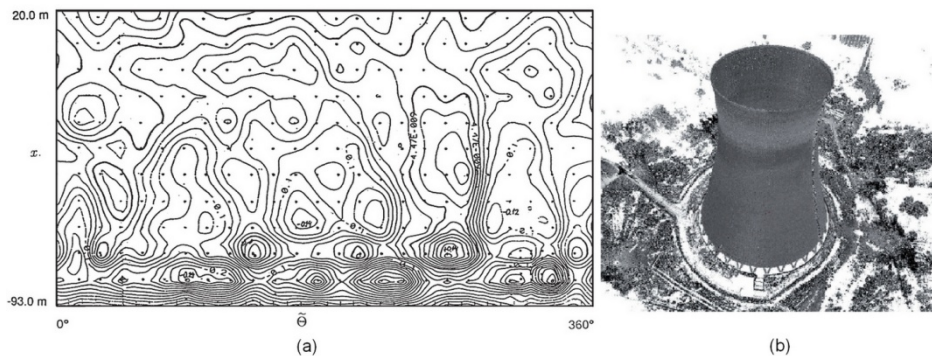


Figure 1.6 Exemples de relevés des défauts géométriques

- a. Exemple de relevé photogrammétrique (d'après Waszczyszyn *et al.*, 2000).
- b. Exemple de restitution 3D de la forme par système de numérisation laser (d'après Courtois et Genest, 2012)

Il est constaté que la forme des défauts est similaire d'une structure à l'autre. Les défauts observés se caractérisent par des ondulations

essentiellement circonférentielles, dont l'amplitude augmente au cours du temps et peut être importante et atteindre en certaines zones, l'épaisseur de la coque. Généralement le maximum est atteint dans les zones les plus minces au droit ou légèrement au-dessus du col. Diverses études numériques ont tenté une explication quant à l'apparition de ces défauts et quant à la corrélation de leurs cinétiques d'évolution (Godoy, 1984), (Aflak et Jullien, 1991), (Baillis *et al.*, 1995, 1996, 2000) et (Djerroud *et al.*, 1995a). Aucune étude n'aboutit à une explication tangible, hormis l'idée que ces défauts sont initiés dès la construction par le système de coffrage, et les cadences rapides d'exécution (décoffrages précoces, fixation du coffrage sur un béton qui n'a pas encore acquis ses propriétés mécaniques finales, exécution par temps défavorable). Le caractère coulissant de ce dernier semble aussi expliquer la propagation des ondulations tout le long de la méridienne (Figure 1.7). L'auscultation menée très tôt sur certains tours semble confirmer cette hypothèse. Ainsi des relevés de forme conduit sur des coques, seulement deux années après la construction, montrent la présence de défauts géométriques similaires à ceux constatés sur d'autres tours, mais relevés des années après la mise en service. On peut noter aussi, que les défauts de fabrication (dans les tolérances ± 10 cm) associés à la méthode de coffrage grim pant (effet de mémorisation) sont les origines les plus probables de ces défauts géométriques.

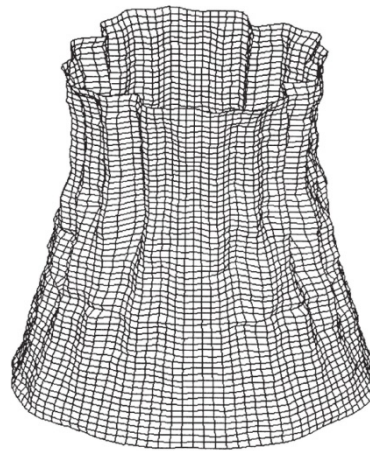


Figure 1.7 Allure des défauts généralement observés sur les tours aéroréfrigérantes (d'après Baillis *et al.*, 2000)

L'exploitation des relevés par photogrammétrie (Aflak et Jullien, 1990 ; Baillis et Jullien, 1993 ; Djerroud *et al.*, 1996, 1997) réalisés sur une tour une première fois environ 2 ans après sa construction et une seconde fois, 12 ans après la première campagne de mesures a permis d'identifier la

géométrie réelle de la structure à un instant donné ainsi que son évolution avec le temps et de tirer quelques conclusions :

- Il apparaît très clairement que l'amplitude des défauts n'a que peu évolué en 12 ans. La progression moyenne des défauts est de ± 5 cm avec des valeurs maximales de ± 15 cm enregistrées au niveau du col,
- on peut également constater que ces défauts sont apparus très tôt et localement l'amplitude de ces défauts peut atteindre 25 cm,
- et on a enfin pu constater un abaissement de la hauteur de la coque d'environ 5 cm.

1.4.2 Fissures

Les fissures sont relevées de manière visuelle uniquement sur la face extérieure et il n'y a pas d'information quant à leur ouverture et leur profondeur. La Figure 1.8 représente un exemple de faciès de fissuration observé sur un aéroréfrigérant.

Les retours d'expérience en matière d'auscultation d'ouvrage ont permis de montrer que la fissuration est assez intense et presque exclusivement méridienne distribuée sur l'ensemble de la coque à l'exception d'une série de fissures horizontales localisées à la base de la coque, juste au-dessus du linteau. Ces fissures sont généralement plus nombreuses sur le tiers inférieur et sur le tiers supérieur (couronnement) de la coque, qui apparaît très fortement endommagé. Le nombre de défauts, ainsi que les longueurs des fissures ont tendance à évoluer de manière significative avec le temps. Généralement la longueur moyenne des fissures correspond à la hauteur de la levée de béton.

Au cours de la construction, la coque est soumise à des contraintes induites par la maturation du béton. En zone courante (coque mince), les retours d'expérience mettent en évidence un risque de fissuration par retrait de dessiccation. Au linteau, des calculs thermiques menés par (Alvaredo et Wittmann, 1993) ont permis de calculer l'évolution des températures au cours de la réaction d'hydratation. Ces températures sont comparées à celles calculées dans un cylindre épais construit selon le même principe et pour lequel sont apparues des fissures méridiennes. En cours de fonctionnement, la structure est soumise à des sollicitations thermiques conduisant dans certains cas à des gradients de température dans l'épaisseur de la coque. Des calculs élastiques simples démontrent la possibilité de fissuration induite par ces gradients. Cependant, tous s'accordent pour dire que cette fissuration est créée par les chargements thermiques induits par le fonctionnement ou l'ensoleillement. Aussi, en cours de construction, les simulations du retrait du béton, au jeune âge, indiquent la présence de

contrainte de traction principalement dans la direction circonférentielle. Ces contraintes sont relativement faibles mais peuvent provoquer la fissuration méridienne sur un béton jeune. La fissuration par retrait différentiel des levées de bétonnage, est aussi un mécanisme très en accord avec la réalité car il crée des fissures méridiennes courtes. L'expérience de (Acker, 1988) a montré que, pour un béton dont le retrait est totalement empêché, la fissuration est inévitable au bout de quelques heures. En réalité il est possible que ce soit le cumul de tous ces mécanismes (retrait différentiel des levées de bétonnage, gradients thermiques, retrait de séchage), qui provoque la fissuration ; cette dernière pouvant évoluer de manière significative au cours du temps.

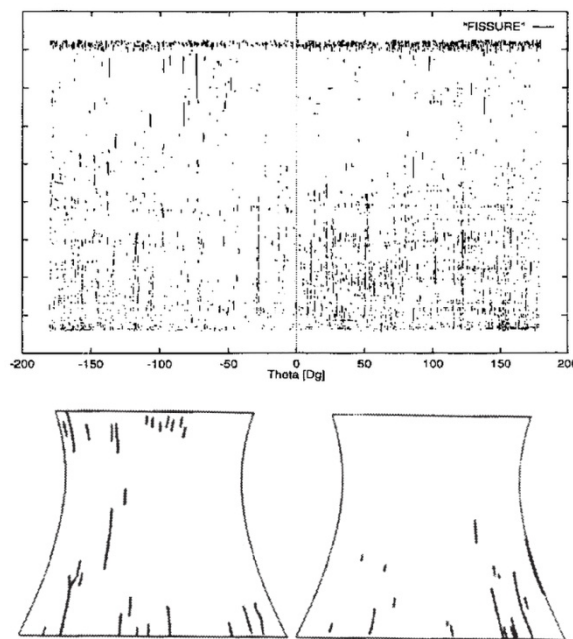


Figure 1.8 Faciès de fissuration d'un aéroréfrigérant représentés en plan (d'après Baillis *et al.*, 2000)

1.4.3 Tassements différentiels

La grande emprise au sol de ce type d'ouvrage fait que l'on est conduit à envisager une action des tassements différentiels (DS) qu'il est évidemment très difficile de quantifier à l'avance. EDF tient compte forfaitairement d'une déformation du plan de surface de fondation en forme de dièdre, puisqu'il apparaît comme un paramètre capital dans la création des défauts géométriques pendant et après la construction. Ce paramètre est extrêmement variable d'une structure à l'autre car il dépend de la qualité

des sols. Le remblai compacté joue aussi un rôle dans ce phénomène. En cours de construction, l'augmentation progressive du poids fait apparaître le tassement différentiel. Après la construction, le phénomène peut s'intensifier par fluage et par l'évolution des caractéristiques des sols (humidité, température...etc.). À ce niveau de réflexion (Djerroud *et al.*, 1996) pensaient que les tassements différentiels peuvent avoir deux niveaux de conséquences. Ils peuvent être à l'origine de la création de nouveaux défauts géométriques, ou simplement être à la source de leur évolution constatée entre deux campagnes d'auscultation.

De nombreux chercheurs s'accordent à dire qu'ils pourraient finalement être initiés par la méthode particulière de fabrication des tours. Les recherches menées par (Baillis, 1996) sur les effets des tassements différentiels ont démontré que la déformation des aéroréfrigérants, en cours de construction, sous l'action des tassements différentiels, couplée à un effet de mémorisation est une explication tout à fait cohérente des défauts géométriques caractéristiques de ces structures. Deux configurations de DS ont été analysées (Figure 1.9). Le DS positif correspond à un soulèvement contre la direction du vent et le DS négatif correspond à un enfoncement contre la direction du vent. Le tassement différentiel est le seul chargement capable de générer des déformations d'amplitudes comparables à celles observées. Il existerait alors un mode propre de tassement différentiel auquel suivant sa forme, son amplitude et sa configuration par rapport au vent, la structure serait particulièrement sensible. Ainsi, plus le déplacement axial du sol se rapprochera de ce mode propre, plus la coque se déformera, la Figure 1.10 montre l'influence du DS sur différents modes sur le comportement de la structure soumise au vent. L'influence maximale est atteinte lorsque le DS est en mode 5 ou 12. Pour ces cas à la fois la rigidité et la charge ultime sont modifiées.

Les calculs des aéroréfrigérants sous poids propre et tassements différentiels initiaux conduisent à des contraintes de traction qui ne dépassent 1 MPa que très localement. Les analyses approfondies effectuées par (Djerroud *et al.*, 1996) amènent à conclure qu'en termes de déplacement radial, comme en termes de contrainte, les tassements différentiels observés au niveau du sol de fondation ne peuvent pas expliquer la formation des défauts de forme. En effet, les valeurs extrêmes du champ de déplacement radial obtenu par calcul, n'excèdent pas 2.4 cm d'amplitude tandis que les défauts réels mesurés peuvent présenter une amplitude maximale de l'ordre de 25 cm. Ces tassements différentiels n'expliquent pas non plus à eux seuls l'évolution des dégradations observées. La prise en compte des tassements différentiels dans un calcul MEF montre qu'ils ne sont pas à l'origine des défauts de forme initiaux

constatés sur la coque du réfrigérant, ni à la création d'un faciès d'une fissuration méridienne prépondérante.

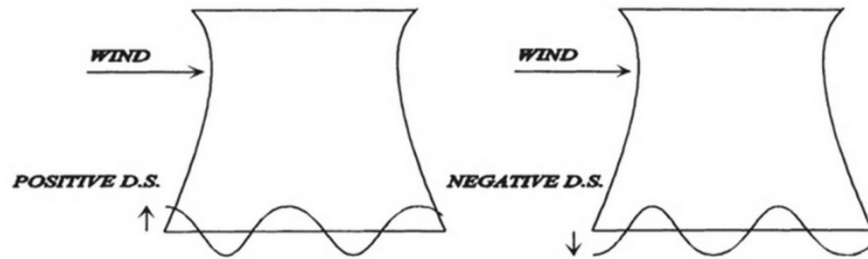


Figure 1.9 Configurations du tassement différentiel analysé (d'après Baillis, 1996)

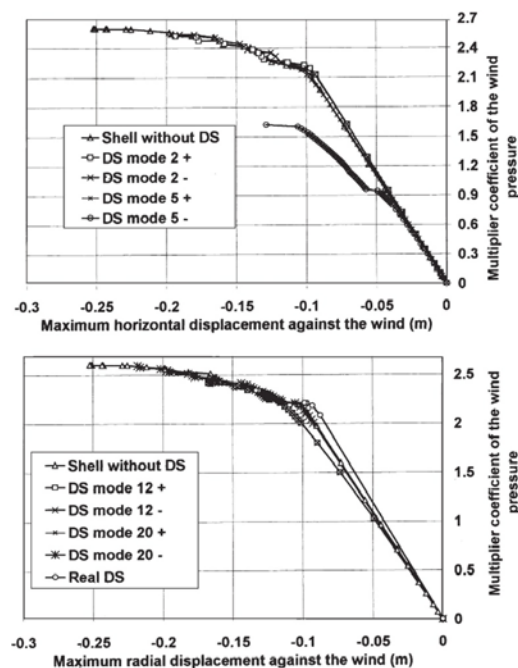


Figure 1.10 Courbes charge-déplacement sur différents modes de DS (d'après Baillis, 1996)

1.5 Conclusion

Ce chapitre avait pour objectif de présenter plusieurs aspects liées à la conception, le dimensionnement, le suivi des pathologies observées sur les tours aéroréfrigérantes et leurs origines possibles. Les points essentiels à retenir de ce chapitre sont en premier lieu, le développement continu des codes de calculs des tours aéroréfrigérantes mais qui n'intègrent pas encore plusieurs critères de conception, de réparation et d'achèvement (comme par exemple, les vents extrêmes sous forme de tornades). En second lieu, le

chargement le plus drastique auquel pourrait être sollicitée la tour aéroréfrigérante est le vent en dehors du tassement différentiel (ce dernier semble faible sur la plupart des aéroréfrigérants). En effet, les chargements auxquels sont exposées ces tours sont aujourd'hui connus avec suffisamment de précision, la vraie problématique vient en fait des pathologies observées qui n'étaient pas forcément attendues, et dont la cinétique pour certaines, et pour certains cas (évolutions des défauts) peut être inquiétante, car ces pathologies peuvent diminuer la marge de résistance assurée par un design suffisamment conservatif. Il est donc important d'évaluer à nouveau la capacité de résistance en intégrant les pathologies les plus sensibles et face aux chargements les plus significatifs. Ce qui nous a poussé à souligner en troisième lieu, l'essentiel des pathologies observées ; la dégradation des matériaux tels que les épaufrures ou écaillages (décollement d'une partie de la surface du matériau), la corrosion des armatures, les défauts géométriques et les fissures.

Cette recherche bibliographique nous a permis d'en tirer le scénario le plus probable du comportement des aéroréfrigérants :

Origine des dommages.

- les modes de déformations élevées se créent très tôt et correspondent à un défaut de fabrication (enrobage insuffisant des armatures, mauvaise étanchéité des reprises de bétonnage entre les différentes levées).
- la coque se fissure (fissures méridiennes traversantes ou de peau) dès la phase de construction par l'effet des retraits différentiels pendant la maturation des bétons, le phasage de construction (une levée par jour) provoque un léger bridage de l'anneau (n-1) et peut conduire à la fissuration au niveau des reprises de bétonnage.

Évolution des dommages.

- les défauts géométriques rigidifient la structure par rapport au flambage. Ces défauts sont aussi rigidifiant par rapport à une sollicitation de vent, mais cet aspect n'est pas proportionnel à l'amplitude des défauts car, si elle devient trop importante, cela provoque la fissuration.
- l'évolution des défauts géométriques est essentiellement liée aux déplacements axiaux non-homogènes du sol, ceux-ci provoquent des déplacements radiaux sur la coque, la sensibilité aux tassements différentiels (en terme de déformation) est favorisée par la présence de fissures méridiennes, ces dernières sont extrêmement préjudiciable pour le coefficient de sécurité par rapport au flambage, et très pénalisantes pour la stabilité de la structure. Des fissures préexistantes peuvent s'ouvrir en certains endroits, le tassement différentiel favorise cette ouverture.
- à long terme les fissures courtes peuvent se rejoindre et devenir des fissures longues sous l'action des sollicitations cycliques.

- le retrait différentiel des levées de bétonnage induit des contraintes faibles.
- le retrait de séchage induit des contraintes de traction très localisées.
- les chargements thermiques en cours de fonctionnement génèrent des contraintes qui confirment le risque de fissuration méridienne.
- les concentrations de fissures, observées dans les régions du linteau et du couronnement, sont parfaitement logiques étant donné que les gradients de température y sont plus importants et non linéaires.

Influence sur la capacité portante.

- les dommages (fissures et défauts géométriques) ainsi que les contraintes internes ont très peu d'influence sur la tenue.
- compte tenu des hypothèses de calculs de (Baillis, 1996) le tassement différentiel peut donc influencer la tenue de la structure suivant sa forme, son amplitude et sa configuration par rapport au vent.
- les dégradations physico-chimiques n'induisent pas forcément de pertes en termes de capacités mécaniques mais susceptibles de favoriser l'initiation de la corrosion (carbonatation, teneur en chlorures).
- la progression de la fissuration réelle est supérieure à celle calculée par différentes études, elle peut s'expliquer par la non prise en compte des phénomènes de fatigue liées aux chargements cycliques, ou encore par l'altération et la dégradation des propriétés mécaniques du béton (module d'Young, résistances).

La complexité des phénomènes physiques mis en jeu ainsi que les couplages intrinsèques et sans oublier la géométrie particulière, ne permettent pas de remonter à la capacité fonctionnelle résiduelle de la structure, simplement sur la base de grandeurs observables et mesurables. Au vu du nombre important de variables représentatives à définir et à calculer, il apparaît aujourd'hui encore irréaliste de pouvoir remonter simplement par auscultation à l'état de santé de l'ouvrage. Néanmoins, il ressort de cette recherche que le dommage le moins étudié et qui pourra évoluer le plus est la corrosion des armatures. Ce dommage semble être le plus pénalisant pour la tenue de la structure. Dans ce contexte il nous apparaît pertinent d'analyser l'influence de ce désordre sur la tenue au vent des tours aéroréfrigérantes.

Partie 2

État de l'art en matière de modélisation numérique

2.1 Introduction

2.2 Modélisation numérique du comportement des tours aéroréfrigérantes

- 2.2.1 Modélisation du comportement mécanique non linéaire du béton armé
- 2.2.2 Modélisation des coques en béton armé
- 2.2.3 Validation de l'analyse multicouches

2.3 Renforcement par les matériaux composites

- 2.3.1 Généralités sur le procédé de collage de TFC
- 2.3.2 Propriétés mécaniques
- 2.3.3 Modélisation du béton renforcé par matériau composite

2.4 Recherche des mécanismes prépondérants

- 2.4.1 Poids propre
- 2.4.2 Vent
- 2.4.3 Actions thermiques et hydriques
- 2.4.4 Action sismique
- 2.4.5 Corrosion des armatures

2.5 Conclusion

2.1 Introduction

L'outil numérique reste le moyen le plus adapté pour simuler le comportement d'une telle structure complexe. Cet outil doit néanmoins être construit avec des méthodes de modélisation robustes pour simuler le comportement linéaire, non linéaire, statique et dynamique dans le but de mesurer l'impact éventuel des sollicitations supposées responsables des dégradations observées et d'apporter une information fiable sur les causes probables de ces dernières.

Dans ce chapitre, nous proposons en premier lieu un état de l'art en matière de modélisation numérique du comportement des tours aéroréfrigérantes en béton armé, nous présenterons des modèles qui simulent le comportement non linéaire du béton armé formulés dans le cadre de la mécanique de l'endommagement ou dans le cadre de la plasticité, tout en insistant sur les différentes difficultés qu'on peut rencontrer en utilisant ces modèles. Nous parlerons ensuite de la modélisation des coques en béton armé, des principales caractéristiques des coques minces et les éléments développés pour traiter ce type de structure tout en précisant notre démarche de modélisation et les études qui l'ont validée auparavant.

En second lieu la modélisation du renforcement de type matériau composite est abordée en tentant toujours de préciser et justifier la démarche de recherche adoptée dans cette étude. Il apparaît donc qu'une étape essentielle réside dans l'identification précise des mécanismes

prépondérants de dégradation. C'est pour cela qu'une partie de ce chapitre sera consacrée aux retours d'expérience en matière de modélisation numérique quant à l'analyse de l'effet de chaque sollicitation sur le comportement des tours aéroréfrigérantes, plus précisément quelles dégradations sont induites en fonction du type de chargement.

En dernier lieu, les principales conclusions de cet état de l'art en matière de modélisation numérique sont présentées, ce qui devrait éclaircir clairement les motivations et les objectifs de cette thèse.

2.2 Modélisation numérique du comportement des tours aéroréfrigérantes

2.2.1 Modélisation du comportement mécanique non linéaire du béton armé

La très forte utilisation du matériau béton dans la construction des ouvrages en génie civil a incité les chercheurs à décrire et surtout de prévoir son comportement. Les évidences des recherches expérimentales montrent clairement la complexité de son comportement. L'application d'un chargement de nature quelconque sur les frontières d'un domaine matériel occupé par du béton génère un champ de contraintes local. Dès lors que la contrainte maximale de traction dépasse la contrainte limite en traction, une décohésion plus ou moins diffuse se produit selon la nature des défauts présents. En augmentant l'intensité du chargement, la fissuration diffuse évolue vers de la macro fissuration. À ce stade, les déformations se localisent donc là où la macrofissure apparaît. Cela conduit naturellement à une perte de capacité de résistance locale du matériau au voisinage de la macrofissure, provoquant une redistribution des contraintes autour du point considéré (Richard, 2010).

De nombreux chercheurs ont étudié les aspects phénoménologiques du béton armé par diverses méthodes expérimentales. (Terrien, 1980) et (Walraven, 1980) s'accordent à dire que le béton soumis à la traction présente deux phases classiques. En premier lieu, des microfissures se forment de façon tout à fait diffuse. En second lieu, ces microfissures se localisent et donnent naissance à des macrofissures. Par conséquent la capacité de résistance diminue clairement et évolue vers une contrainte résiduelle. En compression de manière générale, le comportement du béton n'est pas très différent de celui en traction, mis à part le fait que la réponse en compression montre une ductilité beaucoup plus élevée par rapport à celle obtenue en traction. Il peut aussi être noté que lors de présence de phénomènes fortement non linéaires, par exemple les cycles de charge/décharge, le comportement du béton est caractérisé par la présence de boucles (Figure 2.1, Figure 2.2) synonymes de l'apparition de phénomènes hystérétiques et interprétées généralement comme la

manifestation d'un frottement entre les lèvres des fissures créées. L'intensité de ces phénomènes est bien plus importante en compression.

De manière succincte, ce matériau présente les traits de caractère suivants :

- Une dissymétrie de comportement en traction et en compression.
- La présence de déformations permanentes.
- La présence d'effets unilatéraux.
- L'apparition de phénomènes hystérétiques locaux.
- Une sensibilité à la pression hydrostatique.

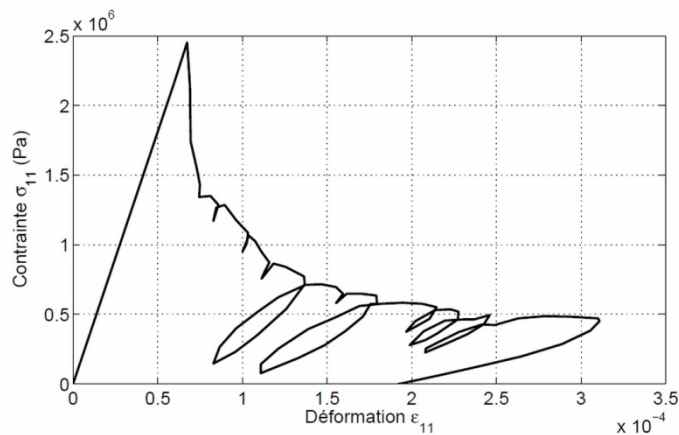


Figure 2.1 Réponse en traction cyclique d'un béton ordinaire (d'après Terrien, 1980)

Si la modélisation d'un matériau tel que l'acier ne présente pas de difficultés spécifiques (comportement élastoplastique parfait ou écrouissable), pour le béton, le débat est encore relativement ouvert quant au choix des théories à mettre en œuvre. Cependant, il n'existe pas une loi universelle à la fois simple et efficace. La prise en compte de nombreux phénomènes entraîne nécessairement des complications de schémas numériques et reste très coûteuse en temps de calcul.

Les premiers modèles qui ont été utilisés pour le béton dans le cadre de la mécanique non linéaire de la rupture, sont les modèles de fissuration discrète, fondés sur les travaux de (Ngo et Scordelis, 1967) et (Nilson, 1968). Cette approche considère la fissure comme une discontinuité géométrique. Les fissures sont modélisées par une séparation entre les frontières d'éléments originellement connectés. Une équation constitutive gérant la relation entre le vecteur traction et le saut de déplacement est introduite sous la forme suivante :

$$\underline{t} = \underline{\underline{C}}^f \cdot [\underline{u}] \quad (2.1)$$

où \underline{t} est le vecteur traction sur la frontière de rupture, \underline{C}^f est un module d'adoucissement et $[\underline{u}]$ est le vecteur saut de déplacement à la frontière. Cette approche nécessite donc un changement continu des connexions entre nœuds. Dans les premières versions, la fissure devait suivre un chemin prédéfini le long des frontières des éléments. Des techniques de remaillage automatique ont permis par la suite de modéliser des fissures qui divisent un élément du maillage initial. Dans cette approche, des éléments d'interface sont nécessaires entre les éléments de béton une fois la fissure formée, pour rendre compte du comportement de la fissure dans ses différents modes (ouverture/fermeture et glissements).

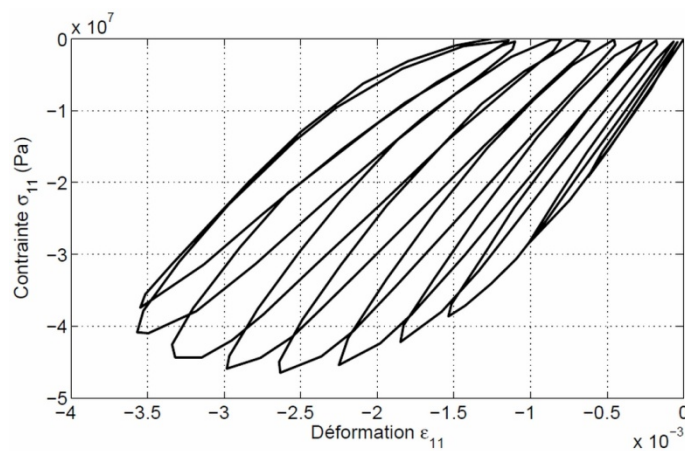


Figure 2.2 Réponse uniaxiale en compression cyclique d'un béton ordinaire (d'après Ramtani, 1990)

Le concept de fissuration distribuée *smeared crack theory* considérant le béton fissuré comme un milieu continu est apparu ultérieurement. Ce cadre théorique initialement proposé par (Rashid, 1968) et développé par la suite par de nombreux auteurs comme par exemple (William *et al.*, 1987), (Bazant, 1986) et (Crisfield et Wills, 1989). La description de la fissuration est alors prise en compte dans les relations entre contraintes et déformations. L'hypothèse des petites perturbations est retenue. L'incrément de déformation totale peut être partitionné en deux termes de manière additive : un terme lié aux fissures et un terme lié au matériau sain. Cette approche est beaucoup plus répandue aujourd'hui, car elle permet de garder le maillage originel et n'impose pas de contraintes sur l'orientation des fissures. Néanmoins sa mise en œuvre est délicate. En effet, de nombreuses difficultés de convergence tendent à apparaître, ce qui peut, au moins en partie, être expliqué par le fait que cette approche n'est

pas formulée dans un cadre thermodynamique consistant, assurant la stabilité numérique et la cohérence physique.

Comme le souligne (Fleury, 1996), ces deux approches sont complémentaires, et il semble qu'elles pourraient être compatibles et utilisées ensemble pour décrire la réalité physique.

2.2.1.1 Modèles formulés dans le cadre de la mécanique de l'endommagement

La théorie de l'endommagement s'inscrivant dans le cadre de la mécanique des milieux continus et de la thermodynamique des processus irréversibles a été appliquée au béton par (Mazars, 1984). Depuis, de nombreux travaux s'inscrivent dans cette lignée. Elle permet de décrire les effets de la dégradation du matériau par micro et macro-fissuration (naissance, coalescence et propagation des microfissures), en admettant dans la plupart des cas un endommagement isotrope. Celui-ci est représenté par un opérateur scalaire δ associé au taux de restitution d'énergie :

$$\sigma = E_0(1 - \delta)\varepsilon \quad (2.2)$$

relation où σ est le tenseur des contraintes, ε celui des déformations et E_0 la matrice de raideur élastique initiale du matériau. Le scalaire δ évolue entre les valeurs 0 (état initial vierge) et 1 (état rompu) et résulte d'une combinaison d'un endommagement dû à la traction δ_t et d'un endommagement dû à la compression δ_c . La progression de l'endommagement est guidée, de manière explicite, par l'évolution de la déformation équivalente, calculée à partir des parties positives des déformations principales, par analogie avec la fonction de charge des modèles élastoplastiques, la définition d'une fonction seuil permet d'amorcer l'évolution de l'endommagement. Le modèle (Mazars, 1984) ne prend en compte ni les déformations permanentes, ni l'effet unilatéral. Il faut noter Aussi que l'hypothèse de l'isotropie peut poser des problèmes pour des chargements qui sont fortement non radiaux ou cycliques dans les domaines de traction/compression (comme d'ailleurs tout autre modèle isotrope). En effet, après la formation d'une macrofissure, le modèle n'est plus capable de développer de la traction dans quelque direction que ce soit, ce qui assouplit artificiellement la réponse.

Ainsi, d'autres auteurs ont utilisé un endommagement tensoriel qui permet d'introduire l'anisotropie (Suaris et Shah, 1984), (Fichant, 1996). Les travaux de (LaBorderie, 1991) sont venus compléter le modèle de (Mazars, 1984) pour décrire les chargements cycliques grâce à la prise en compte de l'aspect unilatéral de la fissuration et des déformations résiduelles. Des modèles plus récents ont été développés s'inscrivant

pleinement dans le cadre thermodynamique, assurant ainsi d'une part une cohérence physique et d'autre part, une robustesse numérique comme celui de (Desmorat *et al.*, 2006) permettant de formuler des modèles d'endommagement anisotrope, ou celui de (Matallah et LaBorderie, 2009) couplant endommagement isotrope et anélasticité et capable de fonctionner en 3D sous des chargements complexes (cisaillement, cycliques) ou encore le modèle de Richard et Ragueneau (Richard *et al.*, 2010) capable de bien décrire les effets mécaniques de la corrosion à l'interface acier/béton. Bien que ces modèles soient reconnus pour leur formalisme rigoureux, leur utilisation nécessite des temps de calcul très longs. La modélisation du comportement d'une tour aéroréfrigérante complète sous sollicitations mécaniques ou thermomécaniques conduirait à des temps de calculs prohibitifs au regard des nombreux cas de charges et des divers calculs paramétriques à mener.

2.2.1.2 Modèles formulés dans le cadre de la plasticité

En ce qui concerne les modèles rhéologiques basés sur la théorie de la plasticité, il faut s'interroger sur la validité physique de cette théorie appliquée au béton par analogie avec les métaux. Pour ces derniers, elle est justifiée aujourd'hui au niveau microscopique (frottement local inter-cristallin ou inter-particulaire), ce qui n'est pas le cas pour le béton. Il s'agit toutefois d'une approximation plus fine et cohérente, du point de vue théorique, que la plupart des lois non linéaires déduites des résultats expérimentaux au cas par cas. Le comportement du matériau est alors considéré élastoplastique avant fissuration. Parfois pour des critères de rupture sophistiqués, un comportement élastique est alors adopté à l'intérieur de la surface ultime de rupture suivi d'un comportement élastoplastique avec un écrouissage négatif dans le régime adoucissant (rétrécissement de la surface de rupture). En ce qui concerne la description du comportement du béton fissuré, une première démarche consiste à définir une seconde surface seuil afin de gérer correctement l'évolution des déformations plastiques dans le domaine des tractions. Une seconde démarche consiste à changer de formalisme lors du passage de la surface de rupture en traction : la plasticité est alors abandonnée et une loi orthotrope explicite est activée.

Les modèles de béton développés dans le cadre de la plasticité sont régis généralement par une surface seuil fonction du premier invariant des contraintes I_1 et du second invariant du déviateur des contraintes J_2 , avec une règle d'écrouissage isotrope et/ou cinématique. Les différents modèles qu'on trouve dans la littérature, sont sensiblement équivalents, et ne diffèrent que par la forme et la règle d'évolution de la surface de charge

(Figure 2.3). Pour le béton, les critères de plasticité sont en général de type Drucker-Prager, ressemblant à un cône ouvert du côté de la tri-compression.

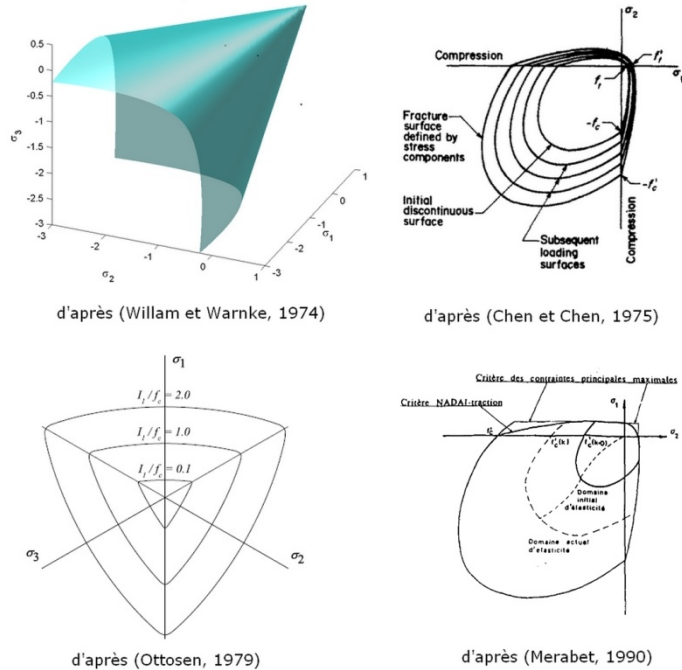


Figure 2.3 Surface de charge de différents modèles béton formulés dans le cadre de la plasticité

La théorie de la plasticité permet alors de décrire le caractère irréversible des déformations mises en jeu et les déformations plastiques sont définies par une loi d'écoulement qui peut être soit associée soit non associée. La loi d'écoulement est le plus souvent associée à la fonction de charge (plasticité standard) vu sa simplicité de mise en œuvre (Merabet, 1990), (Reynouard, 1974) et (Chen et Chen, 1975). Des lois d'écoulement non associées sont parfois utilisées afin de mieux cerner la réalité, notamment sur certains chemins de chargement (Frantzeskakis, 1987), conduisant cependant à un opérateur tangent non symétrique. Le comportement unilatéral du béton fissuré sous chargement cyclique est géré par des règles de fermeture et de réouvertures des fissures (Figure 2.4, Figure 2.5). Beaucoup de lois sont proposées en partant des modèles les plus simples qui considèrent le comportement linéaire par morceaux (Lepretre, 1988) jusqu'à des modèles non-linéaires en traction et compression avec endommagement permettant de traiter les chargements fortement non-proportionnels ou cycliques tel que celui proposé par (Merabet, 1990).

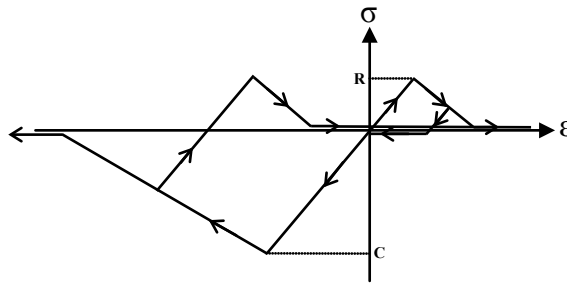


Figure 2.4 Comportement cyclique (d'après Lepretre, 1988)

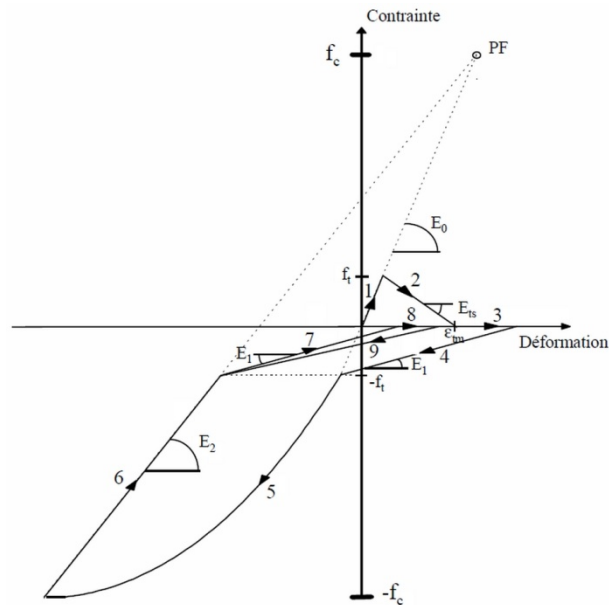


Figure 2.5 Comportement cyclique (d'après Merabet, 1990)

Comme nous l'avons déjà évoqué, la rupture provient d'une dégradation progressive du matériau due à l'évolution des microfissures et se traduit, à l'échelle macroscopique, par un comportement adoucissant (diminution de la contrainte accompagnée d'une augmentation de déformations) favorisant l'apparition des phénomènes de localisation des déformations. La localisation des déformations est l'une des plus célèbres difficultés numériques liées à la mise en œuvre des modèles constitutifs de type adoucissant. En effet, elle rend la solution en déplacement du problème aux limites non unique et par suite, dépendante du maillage. Ces dernières années, de nombreux travaux ont été réalisés pour tenter d'apporter des solutions. Des limiteurs de localisations ont donc été développés. Parmi les nombreuses techniques proposées, il ressort que trois

classes de méthodes existent : la régularisation par l'énergie de fissuration, le non-local intégral et les formulations au gradient. La première initialement proposée par (Dugdale, 1960) et (Barenblatt, 1962) puis formalisée sous sa forme moderne par (Hillerborg, 1985). Elle nécessite d'exprimer les équations constitutives en fonction de l'énergie de fissuration et de contrôler cette quantité en introduisant une relation de dépendance à une taille caractéristique de l'élément fini. La seconde nécessite l'introduction d'une longueur caractéristique dont le choix reste délicat, elle est proposée par (Pijaudier-Cabot et Bazant, 1987). Enfin, les techniques aux gradients nécessitent d'une part l'introduction d'une longueur caractéristique et d'autre part, une gestion délicate des conditions aux limites associées au problème de diffusion. Elle se présente en deux catégories. D'une part le cas des gradients explicites proposé par (Muhlhaus et Aifantis, 1991) et (De Borst et Muhlhaus, 1992) et d'autre part, celui des gradients implicites proposé par (Peerlings *et al.*, 1996).

2.2.1.3 Influence des armatures

Le rôle des armatures dans les poutres, plaques ou coques, est de reprendre les efforts libérés par la fissuration et de rendre ces structures moins fragiles. Quand la structure modélisée n'est pas armée, le comportement fragile du béton est modélisé par la loi de comportement uniaxiale qui retombe brutalement à $\sigma = 0$ après la limite de fissuration. Cette chute brutale est appelée *Cut off*. Dans pratiquement tous les cas, les armatures n'ont pas d'influence sur le comportement avant fissuration. Pour décrire cette influence, prenons l'exemple d'une barre de béton avec une armature au centre soumise à une traction. À un certain moment, le béton fissure mais la structure ne casse pas puisque l'effort est repris par l'armature. D'autre part, le béton reprend des contraintes de traction par l'intermédiaire de l'armature. Ce phénomène est appelé *tension stiffening*. Sa prise en compte peut se faire à l'aide de deux techniques simples :

- Soit la loi de comportement uniaxiale du béton est modifiée dans sa partie post-fissuration par la prise en compte d'une branche descendante au delà de la limite de fissuration.
- Soit la loi de comportement des aciers est modifiée.

Des exemples de modèles de *tension stiffening* proposés par (Gilbert et Warner, 1978) sont présentés sur la Figure 2.6.

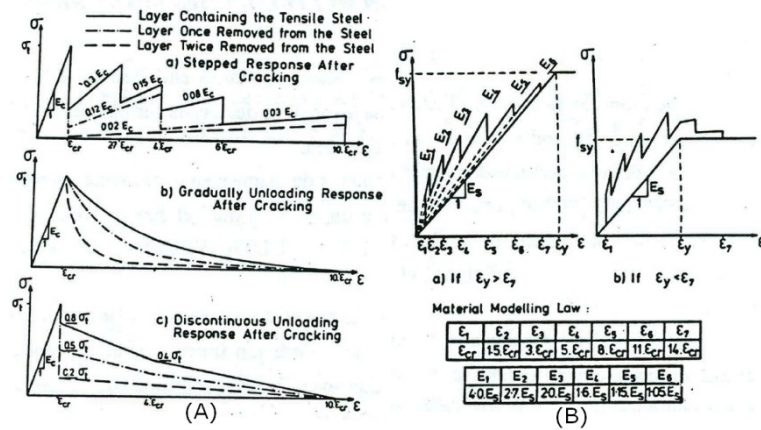


Figure 2.6 Modélisation du *tension stiffening* : (A) Modification de la loi de comportement du béton après fissuration ; (B) du renforcement (d'après Gilbert et Warner, 1978)

2.2.2 Modélisation des coques en béton armé

La caractéristique principale des plaques ou coques est la faible dimension de l'épaisseur par rapport aux autres dimensions. Pour la modélisation de ces structures, l'hypothèse la plus utilisée a été proposée par Kirchhoff en 1850 : toute section droite perpendiculaire à la surface moyenne non déformée reste droite et perpendiculaire à la surface moyenne déformée. Avec cette hypothèse, toutes les contraintes sont contenues dans un plan parallèle au plan moyen. Dans les cas où la structure est sensible au cisaillement transverse (contrainte de cisaillement perpendiculaire au plan moyen), l'hypothèse la plus utilisée est celle proposée par (Mindlin, 1951) qui est une variante de la précédente : toute section droite par rapport au plan moyen non déformé reste droite mais pas forcément perpendiculaire au plan moyen déformé. Cette modification permet de générer des contraintes de cisaillement transverse constantes dans l'épaisseur.

Les coques en béton armé possèdent un comportement non-symétrique en traction et en compression du fait de l'anisotropie du matériau béton. L'analyse non-linéaire de ces structures doit tenir compte de la fissuration progressive dans l'épaisseur et de la plastification des armatures. La méthode la plus adaptée est l'analyse multicouche avec les hypothèses des coques minces, la plus performante de ces hypothèses est celle de Marguette, qui considère la coque déformée comme une configuration initiale, obtenue après un petit déplacement initial fictif d'une configuration plane de référence. Dans ce cas, chaque couche représentant soit le béton soit l'armature (modèle de « grille » i.e. nappe d'armatures orthogonale) travaille en état plan de contrainte et déformation

sous sollicitation uniaxiale ou biaxiale. Le calcul des contraintes se fait donc couche par couche.

Les éléments utilisés dans la modélisation 3D sont des éléments de plaque (Figure 2.7a) en général triangulaire, mais la négligence de la courbure réelle doit être compensée par une discrétisation assez fine. Les éléments les plus utilisés sont des triangles basés sur la théorie de Kirchhoff (non prise en compte du cisaillement transverse). Pour éviter, dans certains cas, des maillages trop fins, il existe aussi des éléments de coque à doubles courbures initiales qui traite de la flexion des structures minces (Figure 2.7b). Comme une intégration réduite ou sélective ne donne pas de bons résultats dans le cas de triangles, les éléments DKT développés par (Batoz *et al.*, 1980) sont une alternative qui consiste à imposer les hypothèses de Kirchhoff aux sommets et aux milieux des trois côtés, d'où la désignation *Discrete Kirchhoff Theory* (Bathe et Ho, 1981) ou *Discrete Kirchhoff Triangle* (Batoz et Dhatt, 1992), (Pol, 1992). Prévu pour la flexion des coques minces, le triangle à trois nœuds DKT nécessite 6 degrés de liberté par nœud dans un repère local 3 translations et 3 rotations (Sabourin et Salle, 2000).

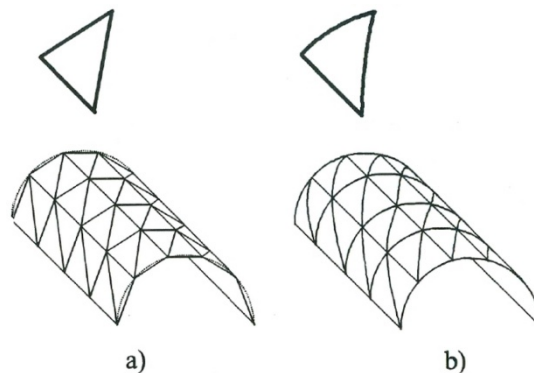


Figure 2.7 a. Éléments de plaque (facettes planes) ; b. Éléments de coque (facettes courbées)

Aussi il est très important de prendre en compte l'interaction béton-acier qui peut se faire en modélisant une interface mais cette méthode n'est pas compatible avec des éléments de plaque et coque, il suffit donc de procéder d'une façon simplifiée, en modifiant le comportement du béton ou des armatures. Les armatures sont modélisées par des éléments linéiques de barres à 2 nœuds, superposés aux éléments DKT, avec excentrement par rapport au feuillet moyen de la plaque qui est pris en compte dans le calcul de la rigidité et des contraintes. L'utilisation des éléments de barres excentrées peut s'avérer fastidieuse notamment pour

le maillage. En effet, le ferrailage de cet ouvrage consiste en une double nappe d'armatures excentrée par rapport au plan moyen de la coque. Une alternative plus rapide à mettre en œuvre consiste à utiliser des éléments de grille avec excentrement. Il s'agit d'éléments de coque excentrés ayant un comportement orthotrope et qui tiennent compte des pourcentages d'armatures dans les 2 directions orthogonales.

2.2.3 Validation de l'analyse multicouches

La validation des calculs non-linéaires sur les tours aéroréfrigérantes en béton armé se fait indirectement par comparaison avec des essais sur plaque en béton armé soumises à des chargements de membrane et flexion. (Polak et Vecchio, 1994) ont effectué des calculs de plaques en béton armé soumises à des contraintes de cisaillement, plus effort normal ou effort normal et flexion, pour valider leur modèle sur les essais de (Polak et Vecchio, 1993), (Vecchio et collins, 1986). Ce modèle se base sur l'analyse multicouches et des éléments de plaque avec prise en compte du cisaillement transverse. Chaque couche de béton travaille avec un modèle à comportement non-linéaire et la fissuration est traitée avec l'approche *smeared rotating crack*. Le phénomène du *tension stiffening* est pris en compte.

Dans le cas de chargement par cisaillement dans le plan et effort de membrane, les efforts sont constants dans l'épaisseur et il suffit de modéliser une seule couche de béton. Les résultats expérimentaux et numériques sont relativement en bon accord (Figure 2.8) mais sous-estiment le seuil de fissuration et surestime les déformations après fissuration. La rupture se produit par rupture du béton. Dans les cas de chargement par bi-flexion et effort de membrane, l'épaisseur de la plaque est divisée en 10 couches. Les calculs simulent bien la raideur avant et après fissuration ainsi que le seuil de fissuration et de plastification des aciers mais ils sous estiment la charge ultime (Figure 2.9). Ces calculs ont mis en évidence l'influence très nette du *tension stiffening*. Le négliger dans la modélisation conduit à surestimer fortement les déformations.

(Pascu, 1995), a effectué des essais sur dalles pouvant être soumises à toutes les combinaisons d'efforts membrane/flexion. Ces tests permettent de reproduire une grande partie des sollicitations auxquelles est soumis un élément de coque d'aéroréfrigérant. Les essais ont été modélisés par (Djerroud *et al.*, 1995b) à l'aide d'éléments de plaque permettant de traiter les efforts de membrane et flexion mais négligent le cisaillement transverse. L'épaisseur de la plaque est divisée en 13 couches. Le modèle béton est non-linéaire et prend en compte le *tension stiffening*. La fissuration est traitée avec une approche *smeared fixed crack*. Encore une

fois, la modélisation donne des résultats en bon accord avec l'expérience du point de vue du comportement global. Les seuils de fissuration et de plastification des aciers, les raideurs sont bien représentés (voir la comparaison calcul-expérience sur un essai de membrane + flexion) (Figure 2.10).

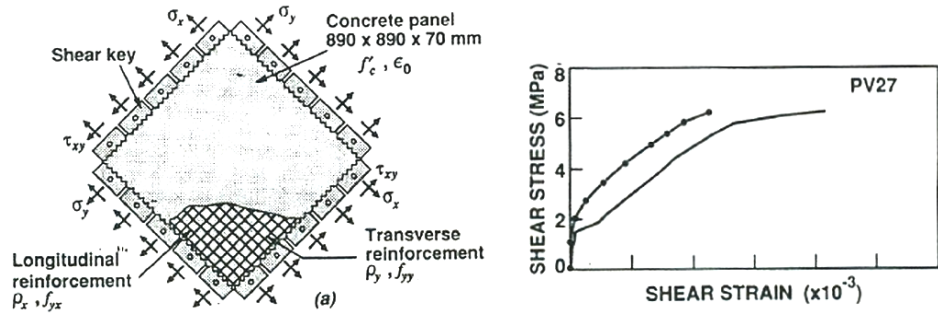


Figure 2.8 Dalle soumise à des efforts de membrane et cisaillement (d'après Polak et Vecchio, 1993)

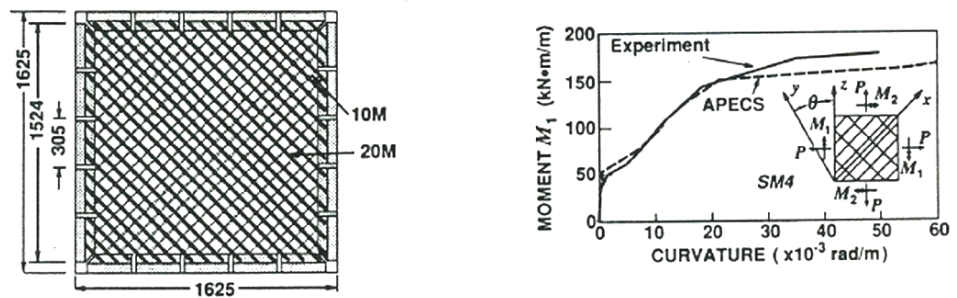


Figure 2.9 Dalle soumise à des efforts de membrane et bi-flexion (d'après Vecchio et Collins, 1986)

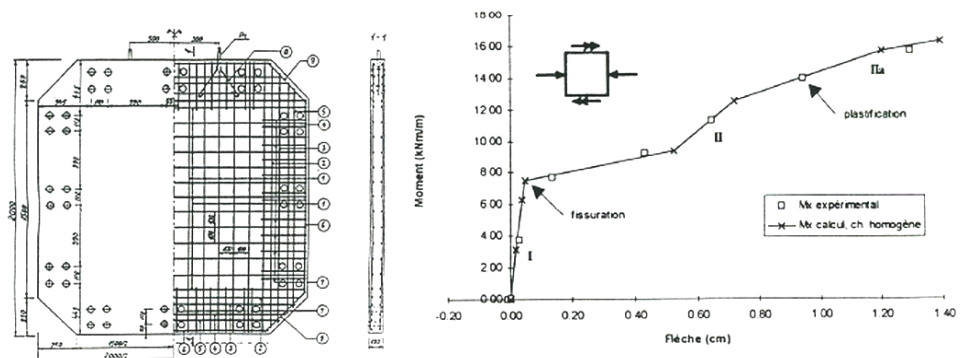


Figure 2.10 Dalle soumise à des efforts de membrane et flexion (d'après Pascu, 1995)

Cette bonne corrélation est faite malgré une caractérisation incertaine du module d'Young du béton, Pascu remarque que le comportement est piloté par la fissuration et la limite élastique des armatures et que le module d'élasticité initial intervient pour une faible part. Dans ce cas là aussi, le paramètre *tension stiffening* est primordial pour la représentation du comportement post-fissuration.

2.3 Renforcement par les matériaux composites

Le renforcement des structures en béton armé par des matériaux composite date d'au moins trois décennies. Plusieurs travaux (Rochdi *et al.*, 2006), (Ferrier *et al.*, 2010, 2011), ont montré les gains induits sur la capacité portante dans le cas des poutres, des poteaux ou des dalles en béton armé, et ceci pour géométries et des sollicitations privilégiant soit la rupture par flexion, soit celle par cisaillement ou par poinçonnement pour les dalles. Le procédé de renforcement par matériaux composites de structures de type tours aéroréfrigérantes est beaucoup plus récent, et date de l'année 2000. La première tour à être renforcée fut celle de la centrale de West Burton à Nottinghamshire en Angleterre. Cette tour de 104 m de hauteur présentait des signes d'endommagements dus aux charges du vent auxquelles elle était exposée. En fait, cette tour a été renforcée une première fois par des ceintures en béton armé sur la partie haute de la coque externe et par des anneaux de précontrainte additionnelle sur les fondations pour pouvoir compenser l'effet du poids. Ce procédé de renforcement provoque de la fissuration au droit des ceintures au niveau de la face interne (concentration des efforts de traction sous vent). Dans le but de remédier au problème persistant et d'améliorer la propagation des charges dans la coque, il a été décidé d'utiliser la technique de collage de matériau composite de type polymère renforcé de fibres sur la partie haute de la face interne de la coque.

Dans les débuts des années 2000, plusieurs rapports sur le projet de démolition des tours aéroréfrigérantes vieilles ont été produits mais sans étudier les solutions de réparation par du béton projeté ou du renforcement par matériau composite pour des raisons de coût ou de poids. Par la suite, la solution par béton projeté a été rejetée pour des raisons de poids excessif. Toutefois, celle ayant recours au renforcement par matériaux composites est restée prometteuse et représentait une préoccupation importante, notamment le renforcement de la structure par des bandes de tissu en fibre de carbone. Ce procédé présente des avantages techniques qui ont fait pencher la balance en sa faveur.

Depuis le renforcement de la tour de la centrale de West Burton, plusieurs tours ont subi des réparations par collage de bandes de matériaux composites sur la face interne ou externe de la coque. Même si les ingénieurs qui se sont occupés de ces réparations ont effectué un vaste programme d'essais et de tests in-situ avant le début des travaux pour s'assurer de la haute qualité du processus de réparation, dans la majorité des cas ils n'ont pas eu recours aux modélisations numériques afin de simuler le comportement du matériau composite et d'estimer le gain en capacité portante sur ce type de structure. Cela représente un des objectifs de ce travail.

Dans le but de proposer une réglementation, des modélisations éléments finis et des développements de modèles numériques ont vu le jour. Des résultats concernant le renforcement des poteaux par matériau composite en matière de modélisation numérique (Kwon et Spacone, 2002) et expérimentale (Mortazavi *et al.*, 2003) ont contribué à réglementer ce procédé. Cette technique de plaquage de composite qui permet de restaurer et souvent d'augmenter la capacité portante des structures en béton armé, principalement les poutres et les poteaux, est depuis, bien admise puisque des réglementations ont vu le jour au Japon, en Suisse, en Norvège, aux USA et en France (Recommandations éditées par l'AFGC). Il est intéressant de noter que le renforcement par TFC (tissu de fibres de carbone) permet un gain de charge très conséquent dans le cas de flambage de coques métalliques, comme démontré expérimentalement et numériquement dans la thèse de Draïdi (Draïdi, 2005), ainsi qu'analytiquement et numériquement dans (Batikha *et al.*, 2009).

2.3.1 Généralités sur le procédé de collage de TFC

En génie civil, plusieurs types de fibres sont utilisés dans le renforcement d'éléments de structure ; les fibres de verre, d'aramide, de carbone...etc. Dans notre travail, on s'intéresse au renforcement des structures en béton armé par collage de tissu en fibres de carbone. Ce dernier, s'avère efficace par son ajout en renfort aux structures existantes, que ce soit pour augmenter la capacité portante d'anciennes structures (comme les ponts) conçues à l'époque pour des contraintes moins importantes, pour améliorer le comportement face aux activités sismiques, ou pour la réparation de bâtiments endommagés. Cela est possible par fonctionnement mécanique conjoint élément-tissu, grâce à l'adhérence conférée par la résine après son durcissement, entre les deux matériaux. Il faut donc sélectionner l'adhésif adéquat qui garantira le meilleur rendement des fibres et l'efficacité de la technique. Les composites à base de fibres de carbone semblent être les mieux adaptés à la réparation compte tenu des avantages qu'ils présentent :

- Leurs caractéristiques mécaniques élevées (résistance à la traction, résistance à la compression, module d'élasticité, comportement à long terme et à la fatigue, résistance alcaline).
- Leur légèreté (faibles épaisseur et poids des matériaux de réparation) facilite la mise en place, abaisse ainsi le coût de la réparation et représente un gain énorme au niveau du poids de la structure.
- Leur grande possibilité de maniement (création de toutes formes, toutes les épaisseurs en fonction de la demande, dimensionnement à n'importe quelle longueur).
- Leur résistance aux agressions chimiques les rend insensibles à toute dégradation par corrosion, ce qui est déterminant pour l'application à des ouvrages subissant les effets des intempéries (cas des tours aéroréfrigérantes).

Cependant, le procédé n'est pas exempt d'inconvénients, à ce titre on note :

- Le coût de fabrication élevé, néanmoins la réduction du coût de la mise en place et de maintenance peut équilibrer cette contrainte économique.
- Une résistance au feu réduite (limitée par celle de la matrice plastique).
- Un comportement à la rupture de type fragile des composites.
- Très sensible aux chocs et impacts.

Le procédé de renforcement de structures par TFC nécessite l'utilisation d'une résine synthétique destinée à imprégner le tissu TFC et à assurer la liaison avec le support à renforcer. Les caractéristiques rhéologiques du système doivent permettre l'application sur des surfaces verticales ou en plafond tout en assurant une imprégnation optimale du TFC. La résine assure le mécanisme de transfert de charge le long des fibres et les protège contre l'abrasion et les attaques chimiques.

Le tissu de fibres de carbone est un pli tissé orthotrope dont l'orientation et le tissage des fibres sont choisis dans l'optique d'optimiser la résistance et la rigidité du matériau avec un sens de résistance privilégié. Le repère d'orthotropie dans nos calculs sur les structures renforcées par TFC orthotrope a été choisi pour que les fibres soient orientées à 90° avec 70% de fibres dans le sens de la chaîne et 30% dans le sens de la trame, conformément à la norme ISO 7211. L'orientation de pose du tissu est généralement indiquée sur les plans d'implantation des renforcements par un simple symbole à deux flèches (Figure 2.11). Il est livré par la plupart des fabricants en rouleaux de longueur maximale 50 m. La largeur nominale correspond à un nombre de mèches de carbone garanti par largeur (5 mèches par cm) et indique la section résistante du renfort. Les largeurs standards qu'on trouve sont : 40, 75, 150, 200 ou 300 mm (AT, 2008).

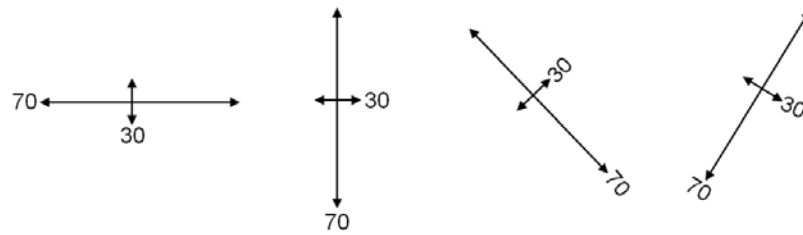


Figure 2.11 Sens de pose du tissu de fibres de carbone

Les fibres de carbone sont, en général, classées selon leurs propriétés mécaniques, les plus importantes étant les propriétés en traction. Il convient de distinguer celles obtenues sur les fibres elles-mêmes de celles obtenues sur les matériaux composites. Dans le premier cas, les valeurs obtenues sont propres à la fibre, alors que, dans le second, l'influence de la matrice peut être déterminante. L'usage est de classer les fibres selon leurs propriétés en traction obtenues sur mèche imprégnée. Les fibres de carbone comportent un nombre de filaments pouvant aller de 1000 à 24000 pour les fibres de carbone standard (Dupupet, 2008). Elles confèrent au matériau composite fini le meilleur des propriétés physiques, statiques et dynamiques. Ces matériaux anisotropes présentent une contrainte de rupture très élevée pour une densité cinq fois moindre que celle de l'acier..

2.3.2 Propriétés mécaniques

L'obtention des caractéristiques maximales de la fibre suppose que l'on utilise une résine dont l'allongement à la rupture soit au moins deux à trois fois supérieur à celui de la fibre. Cette méthode normalisée (NF EN ISO 10618) est, à de rares exceptions près, celle qui sert de référence pour le classement des fibres de carbone selon leurs propriétés en traction (Dupupet, 2008). Le contrôle de qualité des fibres de carbone en production porte, pour l'essentiel, sur les caractéristiques suivantes :

- propriétés en traction (résistance en traction et module d'Young).
- masse volumique.
- masse linéique.
- taux d'ensimage (l'ensimage favorise la liaison chimique avec la matrice).

Le critère de classement reste les propriétés en traction :

- le module d'élasticité (ou d'Young) en traction.
- la contrainte (ou résistance) à la rupture en traction.
- l'allongement à la rupture en traction.

La classification des fibres de carbone d'après leurs propriétés en traction se fait en cinq catégories tout à fait arbitraires, mais correspond à l'historique de la mise au point des fibres (E désigne le module de traction, en GPa) :

- d'usage général ou d'applications thermiques (fibres UG) : $E < 200$.
- de haute résistance (fibre HR) : $200 < E < 250$.
- de module intermédiaire (fibres IM) : $250 < E < 350$.
- de haut module (fibres HM) : $350 < E < 550$.
- de très haut module (fibre THM) : $E > 550$.

Les propriétés en cisaillement sont mesurées par un test de cisaillement interlaminaire *Interlaminar Shear Stress* (ILSS). Ces propriétés sont une mesure de l'adhésion des fibres de carbone à la résine qui constitue la matrice du composite. Les valeurs typiques d'ILSS sont de 70, pour des fibres haut module, à 100 MPa pour des fibres haute résistance.

Tableau 2.1 Propriétés comparées des composites unidirectionnels à base de résines époxydes renforcées par différentes fibres (d'après Dupupet, 2008)

Fibre de carbone	Masse volumique [g/cm ³]	Traction 0°		Compression 0° Résistance [MPa]	Résistance au cisaillement interlaminaire [MPa]
		Résistance [MPa]	Module [GPa]		
T 300	1.53	1760	125	1370	100
T 300 J	1.54	2050	125	1370	100
T 400 H	1.56	2450	135	1470	100
T 800 H	1.56	2840	150	1570	100
M 40	1.57	1180	215	930	80
M 40 J	1.54	2250	215	1130	90
M 60 J	1.64	1860	340	780	70

Les tests de compression montrent que les fibres de carbone ont une excellente tenue en compression par rapport aux autres fibres de renforts du type fibres de verre ou fibres d'aramide. La résistance à la fatigue des fibres carbone est absolument remarquable. En effet, on constate une perte de propriétés mécaniques de 20 à 30 % pour un composite à base de fibres de carbone après 10 millions de cycles alors que, dans le même temps, un composite à base de fibres de verre perd 50 % de

ses propriétés et un alliage d'aluminium plus de 70 % (Dupupet, 2008). Le Tableau 2.1 présente quelques propriétés de base données à titre indicatif.

En plus de l'optimisation de l'adhérence fibres - résine pour assurer le mieux possible le transfert des charges le long des fibres, l'adhérence TFC - support doit être la plus parfaite possible afin d'éviter les problèmes de décollement du TFC. Pour empêcher ce problème et assurer une bonne adhérence TFC - support, les règles prévoient une longueur L utile d'ancrage du TFC égale à 100 mm pour un béton sain ($f_c \geq 25$ MPa) et de 150 mm dans le cas d'un béton de moindre résistance. Cet ancrage peut s'effectuer par une simple adhérence de la surface TFC collée au support ou par une mèche de carbone qui sert à fixer ou ancrer le composite de renforcement structurel TFC quand celui-ci nécessite un ancrage plus important dans le béton, elle permet de reprendre des efforts déviés ou de remédier à des points singuliers tels que les poussées au vide.

Enfin, Les contrôles à la mise en œuvre, la bonne disposition constructive et la rigueur dans la procédure d'exécution sont les prescriptions à respecter pour garantir l'augmentation des capacités résistantes des éléments renforcés et assurer une bonne performance de durabilité.

2.3.3 Modélisation du béton renforcé par matériau composite

Des recherches approfondies ont été menées sur les techniques de modélisation du renforcement du béton par les polymère renforcé de fibres (FRP) (par exemple, (Triantafillou et Shah, 1998), (Chen et Teng, 2003), (Cao *et al.*, 2005) et plus récemment (Le Nguyen *et al.*, 2014), les principaux modes de ruine de ce type de renforcement est la ruine du FRP et la ruine par décollement. Dans les deux modes de rupture, la distribution des contraintes dans le renforcement FRP à l'état limite ultime est non uniforme et est un facteur clé dans la contribution du FRP, par exemple à la résistance de cisaillement d'une poutre (Lu *et al.*, 2009). La ruine par décollement du FRP est difficile à modéliser dû au comportement complexe du béton fissuré. (Le Nguyen, 2015) a détaillé dans sa thèse deux approches pour tenter de simuler ce type de ruine. La première consiste à introduire des éléments d'interface entre le FRP et le béton (Lu *et al.*, 2007), (Wong et Vecchio 2003) et (Wu *et al.*, 2002), où la ruine correspond à la rupture de ces éléments. L'efficacité de cette méthode dépend de la loi de comportement spécifiée pour les éléments d'interface mais en général le schéma numérique présente des difficultés de convergence. Dans la seconde approche, le décollement est simulé directement par la modélisation de la fissuration du béton adjacent à la couche d'adhésif comme dans le cas de l'étude de (Lu *et al.*, 2005) où les éléments en fibre

de carbone sont directement connectés à des éléments en béton qui constituent le béton adjacent, cette méthode permet de traduire correctement le comportement du décollement mais la résolution devient très lourde dans les cas où le nombre d'éléments est conséquent. De plus, ces deux approches présentent beaucoup de difficultés et d'incertitudes de modélisation par élément finis de coque.

Parmi les différentes techniques de modélisation du béton renforcé par FRP, (Mirmiran *et al.*, 2000) ont décrit brièvement 3 méthodes qu'on reprend dans notre travail.

2.3.3.1 Application directe des modèles de confinement à base d'acier

L'exemple typique de modèles acier-béton est celui de (Mander *et al.*, 1988), dans lequel une seule équation définit la totalité de la réponse contrainte-déformation. Le modèle tient compte des charges cycliques et les taux de contrainte variable. Il utilise l'approche de l'équilibre énergétique pour prédire les contraintes de compression axiale dans le béton lors de la première rupture de l'acier transversal. La méthode assimile la capacité d'énergie de déformation de l'acier transversal à l'énergie de déformation stockée dans le béton comme résultat du confinement. Ce modèle a été utilisé pour des poteaux renforcés par fibres composites par (Saadatmanesh *et al.*, 1994), qui a produit en fonction de ses résultats des courbes d'interaction moment-poussée. Cependant, des études plus récentes (Nanni et Bradford, 1995) et (Mirmiran et Shahawy, 1997) ont montré que le modèle de Mander surestime nettement la résistance du béton renforcé par matériau composite.

2.3.3.2 Modèles basés sur le confinement par matériau composite

Fardis et Khalili ont développé un modèle de contrainte-déformation hyperbolique pour le béton renforcé par matériau composite (Fardis et Khalili, 1981). Plus tard, (Nanni et Bradford, 1995) ont montré que ce modèle sous-estime la ductilité des poteaux renforcés par matériau composite, tout en prédisant raisonnablement bien leur résistance. (Ahmad *et al.* 1991) ont développé un modèle différent pour prédire l'efficacité du renforcement des poteaux en béton par des spirales de fibre de verre. Cependant, le modèle de (Samaan *et al.*, 1998) est général, basé sur le confinement par matériau composite, il utilise une courbe contrainte-déformation bilinéaire et incorpore la rigidité de l'enveloppe composite dans le calcul des contraintes latérales. Ce modèle travaille bien pour des poteaux chargés concentriquement.

2.3.3.3 Modèles éléments finis avec approche de plasticité

(Rochette et Labossière, 1996) ont utilisé un calcul incrémental par éléments finis pour évaluer la réponse des poteaux en béton renforcés par matériau composite. Ils ont modélisé le béton comme un matériau élastique parfaitement plastique associé à un critère de plasticité de type Drucker-Prager. Les résultats de ce modèle concordaient avec leurs propres essais de compression uniaxiale (Picher *et al.*, 1996). Ils ont rapporté, toutefois, qu'une formulation plus complexe du comportement du béton est nécessaire pour améliorer le modèle et prédire le comportement pour diverses sections transversales, orientations de fibres et combinaisons de charges. Plus tard, (Mirmiran *et al.*, 2000) ont proposé un modèle Drucker-Prager non associé. L'enveloppe représentant le matériau composite a été modélisé par des éléments de coque constitués d'éléments de membrane élastique linéaire. L'analyse cyclique du béton renforcé par matériau composite a confirmé la capacité du modèle de prédire la réponse cyclique. Cependant, comme le modèle correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, la réponse cyclique ne montre aucune dégradation de rigidité ou de résistance. Or, le comportement réel du béton renforcé par matériau composite montre quelques dégradations (Mirmiran, 1997). Mirmiran a conclu qu'une règle de durcissement cinématique peut être préférable pour la modélisation de la dégradation de la rigidité sous charge cyclique.

2.4 Recherche des mécanismes prépondérants

Nous abordons dans cette partie l'ensemble des facteurs qui peuvent agir sur le béton des aéroréfrigérants et les contraintes que subissent les matériaux, afin de hiérarchiser l'ensemble des sollicitations dont les conséquences sont susceptibles de devenir très influentes sur le comportement ultime d'un aéroréfrigérant. Ces sollicitations sont particulièrement complexes et nombreuses, l'étude de (Salomon et Gallias, 1991) a permis de les mettre en évidence :

- contraintes de caractère mécanique qui ont fait l'objet de nombreuses études (poids propre, tassement différentiel, action du vent, ...etc.) qui seront présentées en détails dans la partie suivante de cette recherche.
- contraintes de caractère chimique dues à l'action d'eaux faiblement minéralisées, d'eau de refroidissement chargée en agents corrosifs ou à l'exposition au dioxyde de carbone atmosphérique.
- contraintes de caractère physico-chimique engendrées par des cycles alternés humidification-séchage, par des cycles gel-dégel et chauffage-refroidissement ou encore par des gradients de température.

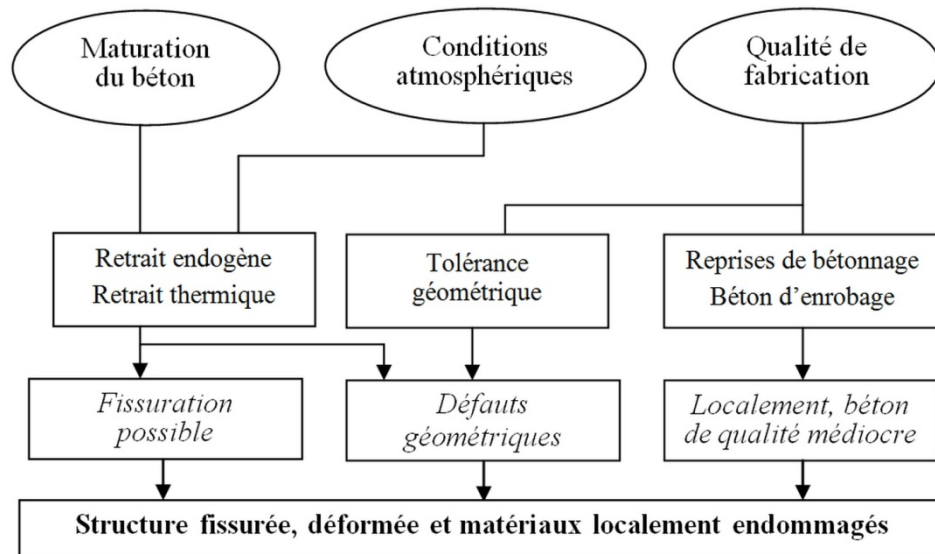


Figure 2.12 Principaux mécanismes de dégradation au cours de la construction de la coque d'un aéroréfrigérant (d'après Witasse, 2000)

Dans ses travaux (Witasse, 2000) a proposé une nouvelle perspective d'étude pour les aéroréfrigérants en essayant de remplacer le problème dans un plus vaste contexte, une perspective qui nous apparaît intéressante pour mieux comprendre la problématique à laquelle nous sommes confrontés et il semble intéressant de rassembler l'ensemble des phénomènes mis en jeu. Les Figure 2.12 et Figure 2.13 schématisent les sollicitations au cours de la phase de réalisation de la coque, et pendant l'exploitation de l'aéroréfrigérant respectivement. Depuis plusieurs années, de nombreuses études numériques basées sur la MEF, ont été menées dans le but d'expliquer l'origine des désordres observés à la fois en termes de défauts géométriques qu'en termes de dégradation mécanique du matériau, même si la mise en point d'une modélisation, prenant en compte les différentes phases de construction, le comportement du béton au jeune âge, et les mécanismes de dégradation au cours d'exploitation apparaît délicate de part la complexité des phénomènes mis en jeu. A la lumière des résultats obtenus, il devient désormais possible de hiérarchiser l'ensemble des sollicitations dont les conséquences sont susceptibles de devenir très influentes sur le comportement ultime d'un aéroréfrigérant. Nous citerons dans cette partie quelques résultats déjà tirés qui paraissent raisonnable sur l'identification des paramètres prépondérants dans les phénomènes d'évaluation des dommages ainsi que les mécanismes de ruine potentiels de ces ouvrages.

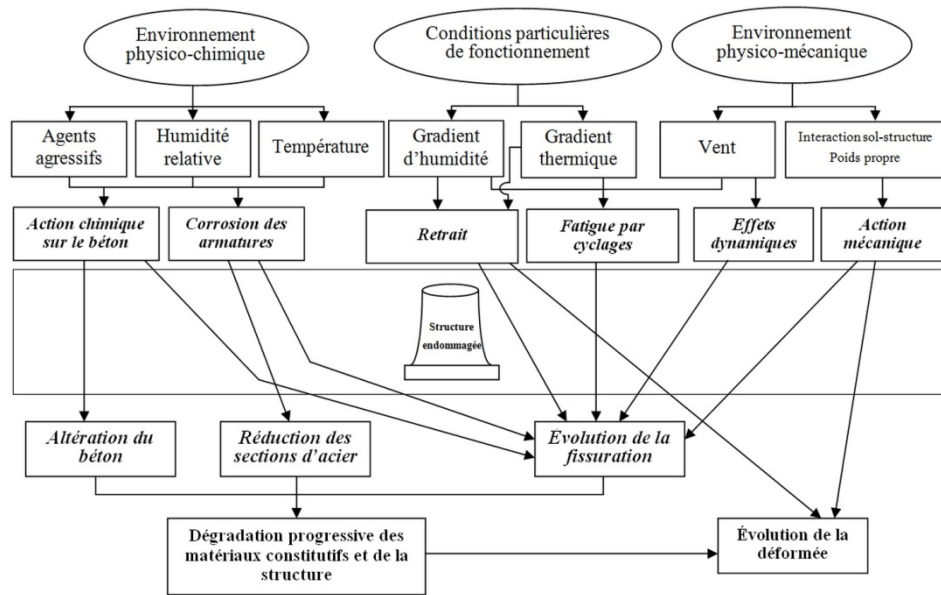


Figure 2.13 Phénomènes de dégradation au cours de l'exploitation de l'aéroréfrigérant (d'après Witasse, 2000)

2.4.1 Poids propre

Le poids propre n'apparaît pas comme une contrainte forte sur le comportement ultime de l'aéroréfrigérant. La forme hyperboloïde en double courbure lui confère une rigidité structurelle qui assure de fait la capacité portante de la structure. Les sollicitations internes sont alors essentiellement de compression. Plusieurs études sur la recherche des charges critiques de ruine par instabilité sous poids propre mettent en évidence des niveaux critiques de ruine 10 fois supérieurs à la capacité portante de l'aéroréfrigérant sous poids propre (Baillis, 1996). L'étude numérique menée par (Mang *et al.*, 1983) sur la tour aéroréfrigérante de Port Gibson MS, États-Unis soumise à son poids propre et à la pression quasi-statique du vent a conclu que la ruine serait initiée par la fissuration due à la traction, suivie d'une reprise de raideur justifiée par la présence des armatures jusqu'à la plastification complète de ces dernières. Ce fût un travail fondamental qui a rejeté la possibilité de flambement classique comme un mode de défaillance. La prise en compte d'une géométrie déformée initiale dans les calculs ne modifie pas fondamentalement le niveau de charge critique et peut même être bénéfique par son caractère rigidifiant. La prise en considération dans le calcul numérique d'un comportement viscoélastique permettant de décrire l'évolution possible de ces défauts sur plusieurs décennies, démontre que le mécanisme de

vieillessement par fluage n'est pas susceptible d'expliquer les défauts géométriques observés in situ et ne fait pas apparaître de manière marquée d'évolution sur la charge critique de ruine.

Il est également intéressant de noter que l'étude (Radwańska et Waszczyszyn, 1995) sur la stabilité des coques d'aéroréfrigérants confirme une certaine corrélation entre le mode de flambage obtenu sur une structure soumise à son poids propre et la distribution des défauts géométriques obtenue par photogrammétrie. Certains chercheurs, pensent qu'une partie de ces défauts géométriques peut en fait être engendrée par le poids propre pendant la phase de construction de la tour. Il faut toutefois remarquer que ces études de stabilité ont été menées sur la base de calculs purement élastiques. La recherche de points de bifurcation (critère de non unicité de la solution) reste aujourd'hui encore, beaucoup plus fiable en comportement élastique qu'en comportement non linéaire matériau. La fissuration quant à elle, a souvent été introduite sous la forme d'une épaisseur de béton effective réduite. Tout ceci pose réellement la question de l'estimation précise de la charge critique réelle d'un aéroréfrigérant dont l'auscultation semble démontrer que ce comportement est non linéaire, tout au moins de manière localisée et principalement en superficie de la coque béton.

Enfin on pense que le poids propre intervient de façon très modérée, dans la création des défauts géométriques (possibilité d'ouverture de fissures préexistantes au dessus du col). Seule la présence d'une fissuration peut conduire à diminuer de manière notable la charge de la structure vis-à-vis du poids propre.

2.4.2 Vent

Un second type de sollicitation pouvant être responsable des désordres observés ayant fait l'objet de plusieurs analyses numériques des coques d'aéroréfrigérants est le vent. Ces analyses traitent du comportement de la structure soumise à son poids propre (et à d'éventuelles charges permanentes supplémentaires) et à la pression du vent. Sous cette action qui est certainement la sollicitation la plus sévère, la structure présente un comportement très fortement non-linéaire décrit pour la première fois par (Mang *et al.*, 1983). Ce comportement est complexe à appréhender de par le caractère dynamique et transitoire de la sollicitation. De même, la présence de plusieurs aéroréfrigérants peut conduire à une action plus discriminante que celle d'un vent orienté et régulier. Néanmoins, les études numériques réalisées par (Mang *et al.*, 1983) et (Krätzig et Gruber, 1996), permettent de mettre en exergue le comportement ultime de la structure sous vent. La Figure 2.14 présente la courbe de comportement type, charge-déplacement

d'un aéroréfrigérant sous vent. Au début on constate un comportement élastique linéaire sur une structure intacte, jusqu'à l'apparition d'un plateau de fissuration correspondant au développement d'une importante fissuration dans la région face au vent. On observe que la rigidité décroît fortement lorsqu'une fissuration circonférentielle importante apparaît sur la surface au vent (point A). Ce changement de raideur se produit pour un facteur de charge de l'ordre de 1.4 fois le vent normal, ce qui peut être considéré comme conservatif mais néanmoins le caractère simplifié de la sollicitation de calcul nous conduit à quelques réserves sur l'impact réel du vent sur la structure. Ce plateau est suivi d'un autre plateau de reprise de raideur, dont la forme est intimement influencée par la présence du ferraillage, la plastification de ce dernier conduit à la ruine.

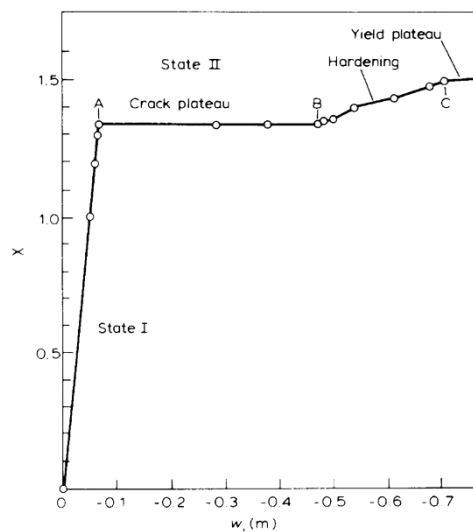


Figure 2.14 Courbe de comportement type d'un aéroréfrigérant sous vent (d'après Mang et al., 1983)

L'action du vent sur l'aéroréfrigérant peut alors apparaître comme potentiellement responsable de l'apparition de la fissuration. Du point de vue de la recherche de critères de défaillance, on commence à cerner les facteurs forts ayant une influence seulement sur le comportement ultime. En effet, la définition de ces critères de défaillance réside dans la détermination d'indicateurs permettant de prévoir l'imminence (ou le risque) d'une perte de rigidité forte traduisant le début de ce comportement ultime. Les arguments qui ont précédé mettent en lumière le fait que la corrosion des armatures (dans une limite respectable) n'est pas un critère de défaillance si le comportement du réfrigérant n'a pas atteint la phase ultime. Néanmoins, se prémunir contre cette corrosion permet de préserver

une réserve de sécurité non négligeable en cas de dépassement de ce seuil de défaillance défini par le point A.

Ainsi, pour identifier l'ensemble des facteurs de défaillance possibles, l'analyse doit se concentrer sur les paramètres qui sont susceptibles de modifier l'allure de la courbe de comportement initial. On peut imaginer aisément que la fissuration est un élément clé dans la raideur de la structure. Qu'en est-il des défauts de forme sous charge de vent ? Les calculs numériques tendent à démontrer que la présence de défauts de forme conduit à rigidifier le comportement du réfrigérant vis-à-vis du vent (Baillis, 1996). On peut donc estimer que travailler sur une coque à géométrie parfaite est conservatif. L'analyse de l'influence de la fissuration sur le point A dans la courbe de comportement de la structure et la recherche de son origine, sont les points clefs dans la définition de critères de défaillance.

2.4.2.1 Effets de cyclage

Les travaux de l'équipe de recherche dirigée par Krätzig à la *Ruhr University* de Bochum, Allemagne semblent les plus pertinents, ils ont étudié l'influence des cycles de chargements subis par la structure pré-endommagée et de l'évolution de quelques caractéristiques du matériau sur la capacité portante de l'ouvrage. Les courbes charge-déplacement sont illustrées sur les figures (Figure 2.15 et Figure 2.16).

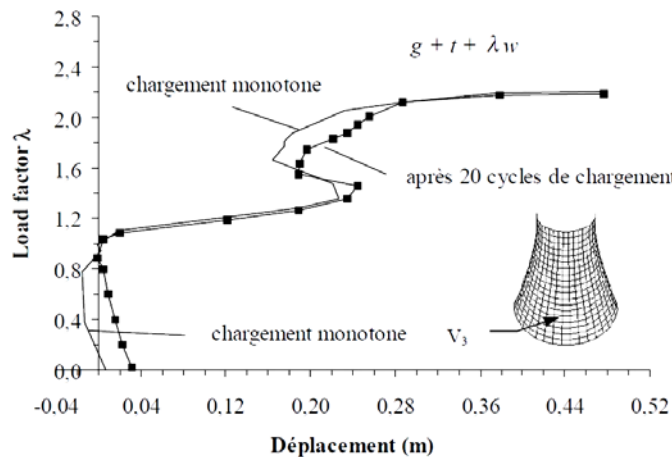


Figure 2.15 Courbe charge-déplacement après 20 cycles de chargement à $\lambda = 1$ (d'après Krätzig et Gruber, 1996)

Les résultants ont montré que l'action répétée du vent tel qu'il est défini dans les règles de calcul ($\lambda = 1$) n'a pratiquement aucune influence, par contre l'effet d'une seule rafale ($\lambda = 2$) modifie considérablement le

comportement jusqu'à la ruine. Cependant les charges de ruine obtenues correspondent à des cas de charges extrêmement sévères. La probabilité qu'une coque ait à supporter une telle sollicitation de la part du vent est quasiment nulle.

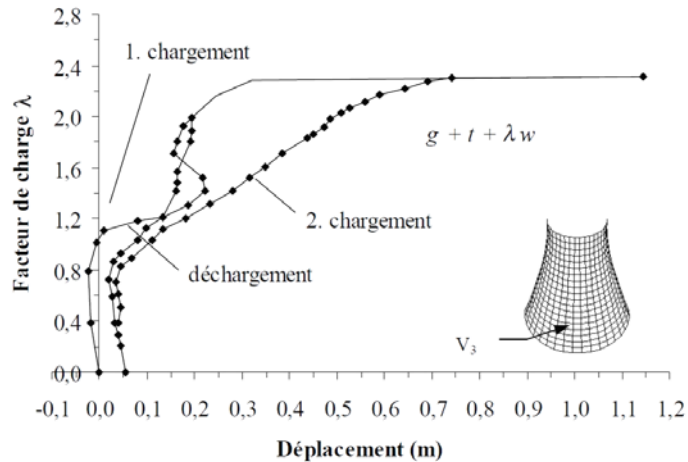


Figure 2.16 Courbe charge-déplacement après un chargement à $\lambda = 2$ (d'après Krätzig et Gruber, 1996)

2.4.2.2 Effets dynamiques

Pour prendre en considération l'effet dynamique dans les analyses numériques, on utilise un coefficient d'amplification dynamique. Ce coefficient dépend des propriétés dynamiques de la coque de l'aéroréfrigérant, en particulier la plus basse fréquence naturelle. Les fréquences naturelles sont déterminées à partir d'analyses vibratoires dans lesquelles on peut inclure les caractéristiques importantes, tels que les raidisseurs annulaires, les variations d'épaisseurs, le supportage et même les ouvertures locales (Krätzig *et al.*, 2010). Toujours dans le but d'identifier les facteurs de défaillance possibles, (Ramanjaneyulu *et al.*, 1996) ont étudié la réponse dynamique non-linéaire d'un aéroréfrigérant soumis au vent (Figure 2.17). Une analyse EF multicouches intégrant les non linéarités matériau comme la fissuration du béton, plastification des armatures, ainsi que les non linéarités géométriques, a été utilisée pour une estimation fiable de la réponse de la structure sous l'effet dynamique du vent. Il a été constaté que le rapport de déplacement maximal obtenu par analyse dynamique non-linéaire et une analyse quasi-statique est d'environ 1.2, ce rapport est de même amplitude que celui préconisé par les règles NV 65 [DTU P 06-002]. L'étude de (Ji et Wittek, 1996) a dévoilé la sous estimation du comportement dynamique de la structure soumise à un vent turbulent et aléatoire par les codes de calculs.

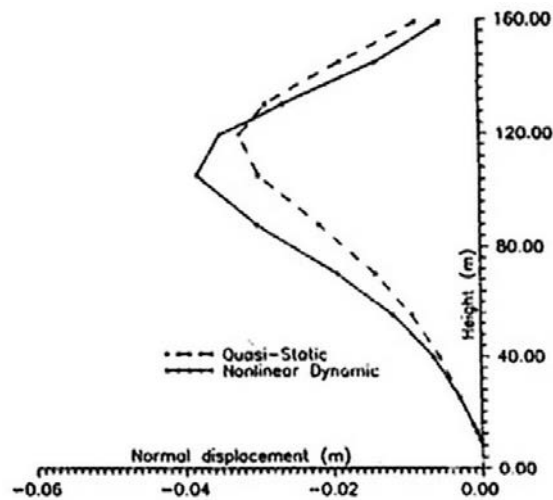


Figure 2.17 Variation des déplacements en fonction de la hauteur (d'après Ramanjaneyulu *et al.*, 1996)

2.4.2.3 Effets d'interférence

Un troisième point, qu'on a évoqué auparavant est la présence de plusieurs aéroréfrigérants dans le même site qui peut conduire à une action plus discriminante que celle d'un vent orienté et régulier. (Niemann et Köpper, 1996, 2004) ont réalisé une série d'essais en soufflerie pour étudier les effets d'interférence. Le flux d'interférence peut protéger la tour aéroréfrigérante ou amplifier la charge du vent. Les expériences réalisées montrent que les contraintes extrêmes sur la coque peuvent être amplifiées considérablement (Figure 2.18) comparées à celles d'une tour isolée, dans les conditions les plus défavorables cette augmentation peut atteindre 30% et doit être prise en compte dans le dimensionnement. Elle dépend de la distance et de la forme des tours voisines, mais particulièrement de la direction du vent. (Orlando, 2001) dans sa publication détaille comment ce coefficient est pris en considération et déterminé par les règlements de conception. Il a conclu que les résultats de son étude sont en bon accord avec les valeurs du coefficient pour l'interférence prescrites par les standards allemands mais pas avec la distance entre les tours adjacentes à partir de laquelle on applique ce coefficient. Ses résultats par contre sont en bon accord avec ce que propose la réglementation française sur la distance entre les tours adjacentes à partir de laquelle on applique un coefficient pour l'interférence qui est de 3 fois le diamètre à la base de la coque. L'étude (Orlando, 2001) est menée sur uniquement 2 aéroréfrigérants adjacents. Une étude plus récente menée par (Cao *et al.*, 2012) sur 8 tours

disposées en parallélogramme a déduit que dans ce cas l'effet est plus important.

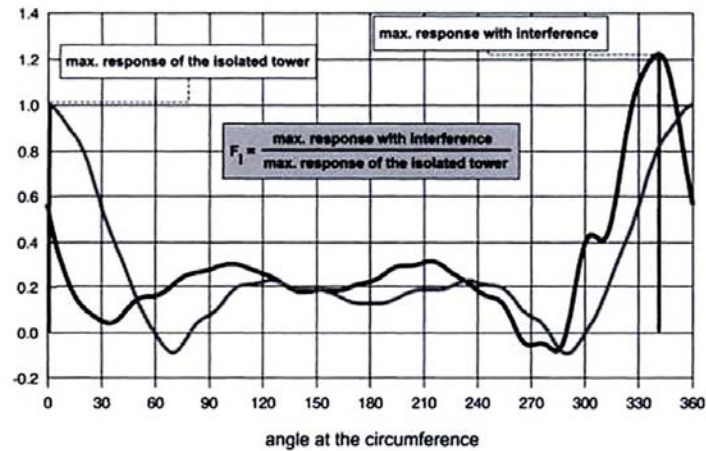


Figure 2.18 Dérivation du facteur d'interférence (d'après Niemann et Köpper, 2004)

2.4.3 Actions thermiques et hydriques

2.4.3.1 Gradient thermique en cours de construction

Les calculs thermiques (Acker, 1986) menés sur un réservoir en béton, coulé par levées successives, une technique similaire à celle des tours aéroréfrigérantes, ont permis de démontrer que le séchage du béton dans les zones épaisses (régions du linteau et du couronnement) est plus lent. En revanche la chaleur dégagée par la réaction d'hydratation devient très importante. Ce dégagement de chaleur combiné à la technique de fabrication peut aussi causer de la fissuration.

2.4.3.2 Gradient thermique en service

(De Larrard *et al.*, 1993) ont également étudié l'effet du gradient thermique en service, les calculs ont été effectués dans le cas d'un aéroréfrigérant en fonctionnement, en imposant une augmentation brusque de l'écart de température entre les deux parois de la coque (cas le plus défavorable), les contraintes calculées pour une épaisseur en partie courante de coque de 21 cm sont insuffisantes pour fissurer le béton sauf peut-être pour les parties les plus épaisses.

Dans ses travaux (Witasse, 2000) a soumis au vent des structures pré-endommagées par l'action des déformations de retrait jusqu'à la mise en service et par les gradients thermiques et hydriques s'établissant par la suite dans l'épaisseur de la coque en phase de fonctionnement (Figure 2.19)

Il est arrivé à la conclusion que la thermique accroît l'endommagement mais ne baisse que très légèrement la capacité portante.

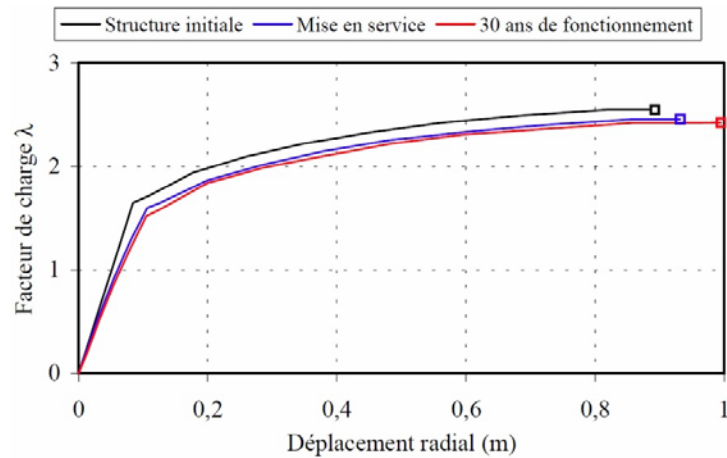


Figure 2.19 Courbe charge-déplacement : influence d'un pré-endommagement (d'après Witasse, 2000)

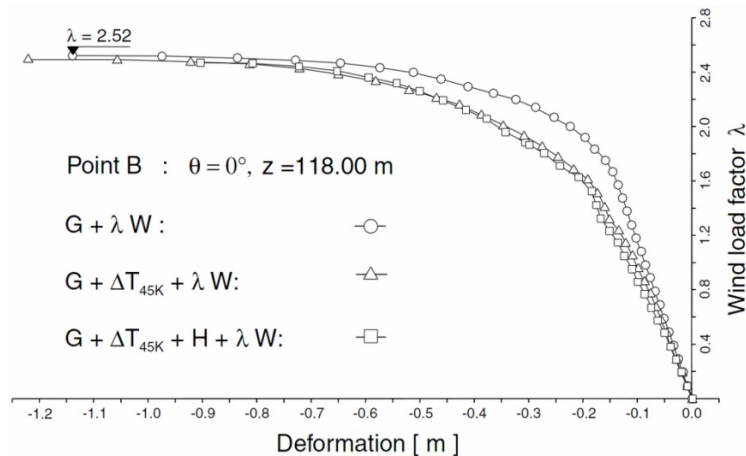


Figure 2.20 Courbe charge-déplacement (d'après Noh et al., 2003)

Ces résultats coïncident avec les travaux de l'équipe de recherche dirigée par Krätzig à la *Ruhr University* de Bochum (Noh *et al.*, 2003) qui nous ont semblé les plus pertinents. Les trois courbes de la Figure 2.20 constituent les courbes de référence d'une structure dans le cadre des études numériques menées. Elles correspondent en fait au comportement d'une structure intègre d'une hauteur de 150 m sous l'action du vent en phase d'arrêt ($G + \lambda W$), ou de service en hiver ($G + \Delta T_{45K} + \lambda W$) en ajoutant une charge de température qui correspond à une différence de température de ($45 \text{ K} = 228.15 \text{ }^{\circ}\text{C}$) de la face extérieure à celle de

l'intérieure, ou aussi avec l'ajout de l'effet hydrique de gonflement sur la face interne dû à l'humidité permanente et le retrait sur la face extérieure ($G + \Delta T_{45K} + H + \lambda W$) simplifié en une charge de température équivalente à ($15\text{ K} = -258.15\text{ °C}$) pour une tour qui a 30 ans de service. Les calculs sont menés jusqu'à la ruine. Les courbes charge-déplacement du point « B » situé au niveau du col de l'aéroréfrigérant à une altitude de 118 m sont représentées dans la figure qui suit.

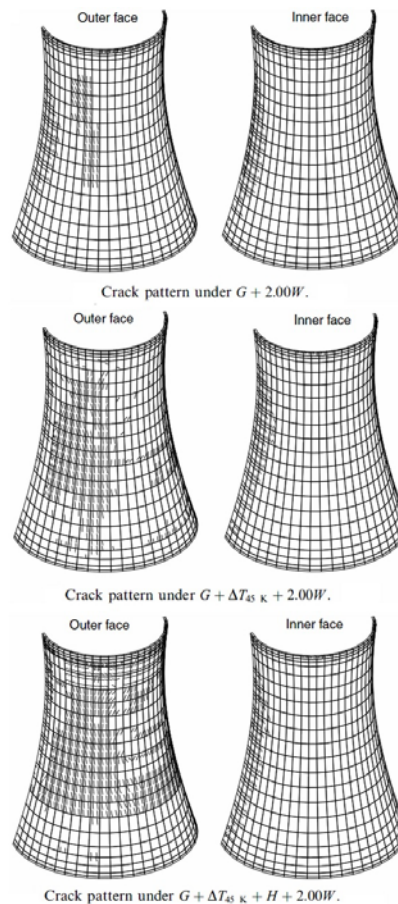


Figure 2.21 Représentation des fissures > 0.15mm (d'après Noh *et al.*, 2003)

Dans le premier cas de charge ($G + \lambda W$) les premières fissures apparaissent dans la partie supérieure du linteau à un coefficient multiplicateur de la pression du vent $\lambda = 0.7$. Ces fissures se propagent ensuite dans la région élargie et d'autres fissures se développent horizontalement, la tour s'effondre à $\lambda = 2.52$ avec des déplacements qui atteignent 1.20 m au niveau du col. Dans le second cas ($G + \Delta T_{45K} + \lambda W$) la charge de température provoque des fissures sur l'ensemble de la partie extérieure de la coque. Par rapport au premier cas sans charge thermique, la

courbe montre un adoucissement dû à la fissuration, induisant une réduction de la rigidité et un comportement non-linéaire dès le début. La comparaison des courbes charge-déplacement des deux combinaisons de charges indique que le dommage initial dû à l'effet thermique tend à se réduire en augmentant la charge du vent et que seule cette dernière détermine le type d'effondrement de la structure. À ce titre la tour s'effondre à peu près au même coefficient multiplicateur de charge $\lambda = 2.49$. Enfin l'ajout de l'effet hydrique ($G + \Delta T_{45K} + H + \lambda W$) augmente le niveau de fissuration dans toute la coque. Comme l'effet thermique, l'effet hydrique tend également à réduire légèrement la charge de ruine, l'effondrement de la tour survient à un coefficient $\lambda = 2.47$. La Figure 2.21 montre l'état de fissuration des trois cas étudiés à $\lambda = 2.00$ et permet d'appréhender les effets thermique et hydrique sur la fissuration de la coque.

2.4.3.3 Gradient hydrique

Un gradient hydrique est toujours présent tant que l'aéroréfrigérant fonctionne de par la présence de condensats à l'intérieur de la coque. Un mouvement d'eau peut donc s'instaurer par capillarité entre la paroi mouillée et la paroi sèche, mouvement d'autant plus important que l'épaisseur est faible. Ce mouvement contribue ainsi au transport des substances solubilisées dans le béton vers la surface externe de la coque comme en témoigne la présence d'efflorescences et de taches. L'eau des précipitations et l'humidité atmosphérique participent également aux mouvements d'eau. Il s'agit alors d'un phénomène commun à toutes les structures exposées.

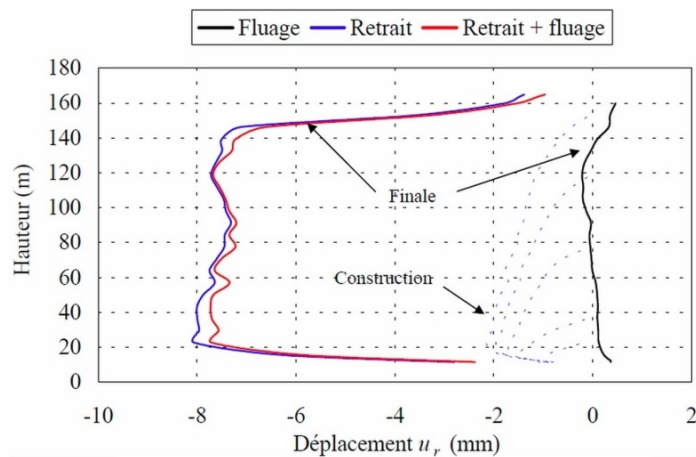


Figure 2.22 Déplacements radiaux calculés sur la hauteur de l'ouvrage (d'après Witasse, 2000)

Ce gradient produit d'une part des déformations différentielles dans le sens de l'épaisseur et influe d'autre part sur la totalité des différents processus de dégradation. Des fissures générées en cours de fabrication progressent et d'autres sont créées sous l'action des sollicitations cycliques et thermiques, les figures Figure 2.22 et Figure 2.23 montre l'évolution des déplacements au cours du temps pour diverses hypothèses de calcul (retrait seul, fluage seul, retrait et fluage simultanément considérés).

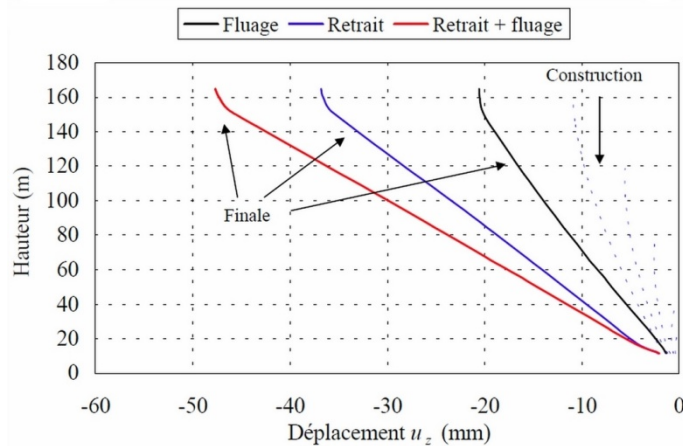


Figure 2.23 Déplacements axiaux calculés sur la hauteur de l'ouvrage (d'après Witasse, 2000)

L'ensemble des résultats de calcul des travaux cités dans la section précédente [section 2.4.3] a permis de conclure que les déformations de retrait dues au séchage du béton sont un facteur potentiel de dégradation des coques d'aéroréfrigérants, et que l'action mécanique des gradients de température et d'humidité mis en jeu n'ont quasiment aucune influence sur la capacité portante sous vent de l'ouvrage, en revanche la poursuite de la dégradation du matériau au niveau des zones pré-endommagées est clairement mis en évidence.

2.4.4 Action Sismique

La prise en compte du chargement sismique dans le dimensionnement de la tour aéroréfrigérante est apparue un peu plus tard que la charge vent. Dimensionner des structures en béton armé à l'aide d'analyse dynamique est un problème complexe, du fait que les deux matériaux présentent un comportement non linéaire. En particulier, le comportement du béton est compliqué à représenter mathématiquement. Par conséquent, une charge quasi-statique est appliquée au lieu de l'analyse de la réponse dynamique

dans le cas de chargement de type vent par exemple, afin de simplifier la démarche.

L'action sismique pourrait devenir le cas de chargement principal à prendre en considération afin de garantir une bonne conception des structures en zone sismique élevée. De nos jours ces méthodes d'analyse ont évolué, les concepts quasi-statiques simples où un pourcentage quelque peu arbitraire de la charge gravitaire est appliqué comme un chargement horizontal, sont remplacés par des approches de réponse spectrale en fonction de la période la plus basse obtenue à partir du mode $j = 0$ pour l'excitation verticale et $j = 1$ pour l'excitation horizontale. Cette approche donne une estimation acceptable de la réponse sismique. Bien que les analyses MEF non-linéaire dynamiques qui représentent une extension de la procédure quasi-statique soient possibles, l'analyse spectrale représente la norme actuelle de conception.

Contrairement aux effets du vent sur la coque comme en témoignent les tours Ferrybridge, la vulnérabilité d'un aéroréfrigérant sous chargement sismique ne semble pas être dans la coque elle-même, qui est remarquablement rigide sous translation uniforme, mais plutôt dans la liaison supportage-coque (Gould *et al.*, 1977), et peut-être dans la connexion aux fondations due à l'interaction sol-structure (Lee et Gould, 1985) (Ahn et Gould, 1989). Par conséquent, il est nécessaire de modéliser ces parties de la structure le plus précisément possible afin d'obtenir des périodes précises à entrer dans l'analyse de la réponse spectrale. En outre, sur la base des résultats de l'analyse, les éléments structuraux et les connexions dans la partie inférieure de la coque en particulier, devraient être conçus avec la ductilité requise pour pouvoir reprendre les forces calculées.

2.4.5 Corrosion des armatures

À l'échelle de la structure le phénomène de corrosion se traduit par trois effets essentiels : une perte de raideur, une perte de résistance et une diminution de la ductilité en phase post-pic. Dans l'objectif d'appréhender l'effet de la perte de section des armatures couplé avec les variations de l'adhérence acier/béton. (Castel, 2001) a mis en évidence d'une part, que la corrosion qui se développe sur les armatures en zone comprimée n'a pas d'influence sur le comportement en service de l'ouvrage. D'autre part, la perte d'adhérence acier/béton en zone tendue est apparue comme le facteur majeur responsable de l'augmentation de la flèche. (Castel, 2001) explique cela par le fait que le béton situé entre les fissures en zone tendue ne participe plus de manière efficace à la reprise des efforts de traction. Cela se traduit par une diminution de la rigidité de flexion. L'auteur a conclu

que la réduction de section des armatures était largement responsable de la perte de la capacité portante des poutres. La perte de ductilité peut être assimilée à cette même cause, toutefois, (Castel, 2001) émet quelques réserves sur cette hypothèse.

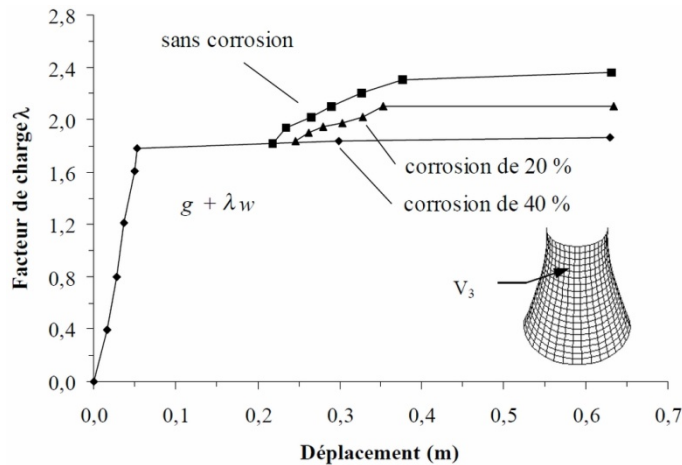


Figure 2.24 Influence de la corrosion des armatures (d'après Gruber, 1996)

Afin d'estimer l'effet de la corrosion des armatures sur la charge de ruine des tours aéroréfrigérantes (Gruber, 1996) a utilisé une hypothèse simplificatrice qui consiste à réduire la section d'aciers, les résultats montrent que les courbes charge-déplacement s'en trouvent sérieusement modifiées comme le montre la Figure 2.24. Les résultats de cette étude nous montrent que lorsque le stade de fissuration est franchi, une réserve de rigidité induite par la présence des aciers permet à la structure de reprendre encore des efforts. Cependant, plusieurs modélisations du comportement d'un aéroréfrigérant soumis au vent pour lequel les aciers sont dans un état supposé de corrosion démontrent que cette réserve de résistance peut se trouver fortement réduite sans toutefois baisser la charge de fissuration qui représente le passage d'un comportement de service à une phase ultime de la structure. Ainsi on peut dire que c'est la corrosion qui induit une baisse importante de la capacité portante.

2.5 Conclusion

Ce chapitre avait pour objectif de présenter plusieurs aspects liées à la modélisation numérique des tours aéroréfrigérantes dans leur environnement, rechercher les mécanismes prépondérants qui expliquent le niveau de dégradation de ces tours et aussi présenter les approches de

modélisation du renforcement par FRP et les difficultés qu'on peut rencontrer dans les simulations numériques.

Les points essentiels à retenir de ce chapitre sont en premier lieu, la concordance des calculs numériques avec notre appréhension du scénario de comportement des aéroréfrigérants établi dans la conclusion du premier chapitre où on présentait la corrosion des armatures comme le dommage qui semble être le plus pénalisant pour la tenue de la structure. Partant de cette idée, il nous paraît intéressant de réétudier le comportement des aéroréfrigérants à l'état ultime sous vent, en présence d'un état de corrosion avancée. On peut aussi ajouter à la conclusion du premier chapitre les points suivants :

- les sollicitations de service telles qu'elles sont sensées agir sur la structure (vent d'intensité normale, tassement, poids propre, gradient thermique de fonctionnement) ne permettent pas d'expliquer le niveau d'endommagement des réfrigérants, la distribution de contraintes au sein de la coque après fissuration joue un rôle prépondérant vis-à-vis de la réponse de la structure.
- sous l'action du vent, les faciès de fissuration ne correspondent pas aux observations.
- les cyclages du vent entraînent une faible réduction de la capacité portante.
- la fissuration induite par le séchage et le retrait qui l'accompagne n'a que très peu d'effet sur la capacité portante sous vent.
- la thermique accroît l'endommagement mais ne baisse que très légèrement la capacité portante.

En second lieu, le renforcement par FRP est la technique la mieux adaptée pour renforcer les tours aéroréfrigérantes dans le but d'augmenter leur durée de vie. La contribution du renforcement par FRP dans l'amélioration de la résistance des éléments structuraux (poutres, poteaux et dalles) est souvent soulignée dans les travaux de recherche qui traitent de ce sujet. Cela a suscité des réflexions quant à l'apport de ce dernier en terme de capacité portante dans le cas des coques de tours aéroréfrigérantes soumises au vent extrême.

Du fait de la complexité de la modélisation des problèmes spécifiques liés au vieillissement des coques des aéroréfrigérants en béton armé, l'utilisation de simples hypothèses semble offrir une solution où on pourra introduire un scénario de dégradation. Dans la suite de notre travail nous tenterons d'apporter des éléments de réponses autour de ces réflexions.

Partie 3

Structure intègre, corrodée et renforcée sous vent

3.1	Introduction
3.2	Modèle numérique
3.3	Procédure numérique
3.3.1	Chargement
3.4	Modèles constitutifs
3.4.1	Béton
3.4.2	Acier
3.5	Analyse des résultats
3.5.1	Structure intégrale
3.5.2	Structure corrodée
3.5.3	Contribution du renforcement TFC
3.6	Conclusion

3.1 Introduction

Le risque de tempêtes en France semblerait plus fréquent. Moins de dix ans après la tempête de 1999 baptisée « tempête du siècle », des tempêtes violentes comparables en intensité (vent maximal instantané supérieur ou égal à 100 km/h) sont enregistrées avec des périodes de retour non habituelles (15 jours et plus par an – moyenne calculée sur la période 1981-2010) [<http://www.meteofrance.fr/prevoir-le-temps/phenomenes-meteo/les-vents-violents>]. Pour les structures d'envergure en béton armé, tel que les coques fortement élancées, ces rafales de vent sont certainement les sollicitations les plus sévères. Entraînant la structure dans le domaine non linéaire, elles sont susceptibles d'induire ou d'amplifier des endommagements de type fissuration. De plus cette dernière est induite par d'autres types de chargements qui sont cycliques, tels que les gradients de température et hydrique induits par le fonctionnement, l'ensoleillement, le cycle jour/nuit ou plus exceptionnellement gel/dégel (Krätzig *et al.*, 1998 ; Witasse *et al.*, 2002). Ainsi, les charges habituelles liées au fonctionnement, les agressions environnementales sévères, comme l'alcali-réaction ou la carbonatation risquent d'entraîner par la suite l'activation et l'accélération de la corrosion et de manière concomitante la dégradation du matériau béton ou tout du moins, à une diminution du potentiel résiduel, et donc de la durée de vie de la structure.

Plusieurs études ont été menées pour déterminer la charge ultime de ces structures sous sollicitations de type « vent extrême ». Par exemple, (Mang *et al.*, 1983) ont présenté une étude numérique exhaustive de la tour aéroréfrigérante de Port Gibson MS (USA) et ont été les premiers à

affirmer la représentativité d'un calcul incrémental concluant que la ruine des tours aéroréfrigérantes sous vent est initiée par la propagation rapide de fissures dans les zones en traction suivie par l'activation des armatures jusqu'à ce que la plastification se produit et non pas par flambage. Dans leur analyse d'une tour aéroréfrigérante, (Harte et Krätzig, 2002) ont mentionné qu'après plusieurs années de service permanent, les coques montrent un nombre considérable de fissures verticales en raison de la faible quantité de ferrailage. L'étude rapportée par (Baillis *et al.*, 2000), où des coques d'aéroréfrigérants intègres et endommagées ont été analysées par des études paramétriques, a confirmé l'étude de Harte et Krätzig et a démontré que dans le cas d'une sollicitation de type vent, les fissures initiales ne diminuent pas sensiblement la capacité portante de la structure et que cette dernière fonctionne principalement dans la direction méridienne. L'influence de ces fissures méridiennes initiales régulièrement distribuées tout au long de la coque se manifeste pendant le plateau de fissuration, lorsque la coque commence à travailler dans le sens de la circonférence. (Noh, 2006) a étudié le comportement non-linéaire d'une coque d'aéroréfrigérant de l'état initial à l'état ultime et a observé que la ruine de la tour est causée par la plastification des armatures dans la méridienne face au vent. Le comportement non-linéaire commence par la formation de fissures horizontales dans les zones en traction de la méridienne face au vent. L'augmentation de la charge appliquée conduit à la propagation des fissures le long de la direction méridienne et circonférentielle. À la charge ultime, la plastification des armatures dans la méridienne face au vent se produit, entraînant une augmentation brutale des déplacements. Une fois que les armatures méridiennes sont plastifiées, la zone de plastification se propage le long de la direction circonférentielle, entraînant la rupture de la structure.

Toutes ces études permettent de clarifier les mécanismes de rupture des tours aéroréfrigérantes et concluent que le ratio de renforcement joue un rôle très important dans la résistance à rupture après fissuration des tours aéroréfrigérantes en béton armé. (Hara, 2012) a conclu que la capacité portante est déterminée par la quantité des armatures méridiennes et que le renforcement par fibre de carbone est efficace.

Dans ce chapitre la capacité portante des tours aéroréfrigérantes en béton armé est réévaluée, une campagne de simulation numérique non-linéaire en utilisant la MEF est menée dans le but de quantifier les effets néfastes que peut produire la détérioration du matériau béton armé, et en particulier la corrosion des armatures, sur notamment la capacité portante sous vent extrême des tours aéroréfrigérantes des centrales nucléaires. Divers non-linéarités matériau sont prises en compte y compris la

fissuration en traction et le phénomène *tension stiffening*. 3 structures (tours aéroréfrigérantes) de géométrie différente sont soumises à leur poids propre et à l'action du vent, dans le cas où elles sont vierges de tous dommages et dans le cas où leur ferrailage est partiellement corrodé. Les différents seuils de corrosion sont simulés par une hypothèse simplificatrice proposée par (Gruber, 1996) qui consiste à une simple réduction de la section d'aciers. Cette hypothèse est a priori suffisante et justifiée dans la section [3.5.2] de cette thèse.

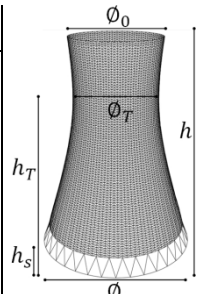
L'influence d'une seconde tempête de vent sur le comportement des coques est aussi analysée, l'aspect cyclique du vent traduisant le phénomène de rafale, mais aussi plus simplement une période de retour, est étudiée.

Enfin, afin de restaurer l'intégrité de ces structures, et donc pour augmenter leur durée de vie, nous avons exploré la technique de renforcement à l'aide de matériaux composite. Différentes configurations (réelles et proposées) de renforcement ont été jaugées, en quantifiant l'apport du renforcement TFC en termes de rigidité en régime pré-fissuration ou post-fissuration, mais aussi en termes de capacité portante des coques intègres et corrodées sous des conditions de vent extrême.

3.2 Modèle numérique

Les études sont menées sur 3 tours aéroréfrigérantes du parc nucléaire français ayant des géométries différentes. Les coques de ces tours, en forme d'hyperboloïde de révolution possédant une double nappe d'armatures, reposent sur un système de supportage en forme de X pour la tour A et en V pour les tours (B et C). Elles sont rigidifiées en partie haute par une galerie de visite et en partie basse par une poutre de renfort, qui sont ici modélisées par des anneaux raidisseurs possédant un fort pourcentage d'armature.

Tableau 3.1 Dimensions caractéristiques des tours aéroréfrigérantes

Variante	A	B	C	
ϕ_0 [m]	87.56	53.41	84.08	
ϕ_u [m]	117.20	83.18	135.75	
ϕ_T [m]	83.80	49.23	84.11	
h_s [m]	27.70	7.46	17.35	
h_T [m]	123.20	93.04	131.36	
h [m]	165.50	121.70	165.00	
ϕ_0 : Diamètre au sommet de la tour. ϕ_u : Diamètre à la base de la tour. ϕ_T : Diamètre au niveau du col de la tour.				h : Hauteur totale de la tour. h_s : Hauteur du supportage. h_T : Hauteur du col.

Le Tableau 3.1 et Figure 3.1 montrent les dimensions et épaisseurs caractéristiques de chaque coque. Après une étude de la convergence, les coques sont discrétisées en plusieurs éléments dans le sens circonférentiel et axial, le Tableau 3.2 représente le nombre d'éléments de chaque coque.

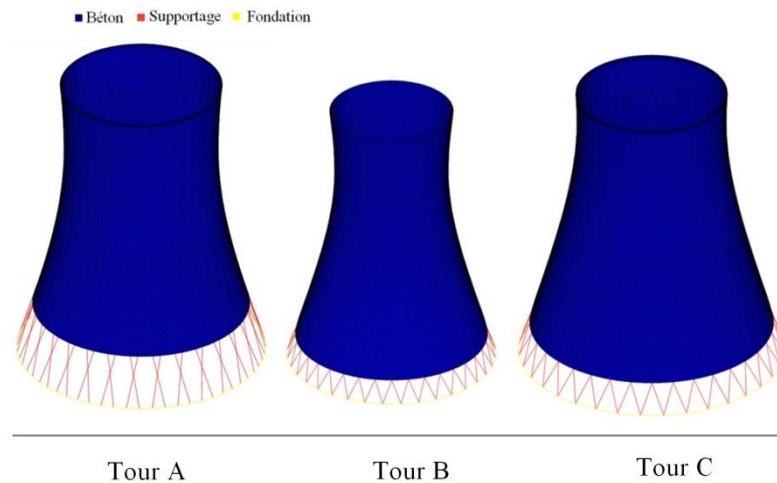


Figure 3.1 Allure des tours aéroréfrigérantes

Tableau 3.2 Nombre d'éléments des différentes modélisations

Variante	A	B	C
Coque	20304	19008	22032
Armatures	34020	38232	44280
Supportage et fondation	11736	144	144
Total	66060	57384	66456

3.3 Procédure numérique

L'étude numérique est menée à l'aide du code aux éléments finis Cast3M développé au sein du commissariat à l'énergie atomique et aux énergies alternatives (CEA) (Verpaux *et al.*, 1988). Les éléments utilisés dans la modélisation 3D sont des éléments à trois nœuds et 6DDL par nœud et 3 points de Gauss pour l'intégration dans le plan. Ces éléments sont une superposition d'un élément classique triangulaire de membrane *Constant Strain Triangle* (CST) et d'un élément de plaque triangulaire compatible *Discret Kirchhoff Triangle* (DKT) développé par (Batoz *et al.*, 1980) qui traite de la flexion des structures minces dans le cadre de la théorie de Kirchhoff (basée sur l'hypothèse cinématique dite des sections planes) et

qui suppose la conservation des normales. L'effet du cisaillement transversal est donc négligé.

L'épaisseur de l'élément représentant le béton est divisée en plusieurs couches travaillant en contraintes planes avec un modèle béton afin de bien représenter l'évolution des endommagements, avec notamment la propagation de fissure dans l'épaisseur de la coque. L'élément est donc constitué de 11 couches travaillant en contraintes planes représenté sur la Figure 3.2. La semelle annulaire et le système de supportage sont modélisés par des éléments poutre de Timoshenko avec prise en compte du cisaillement transversal. Les conditions aux limites des 3 tours traduisent un encastrement au niveau de la fondation ou semelle annulaire de supportage. Les détails des modèles acier et béton utilisés dans cette étude sont donnés dans la [section 3.4] de ce chapitre.

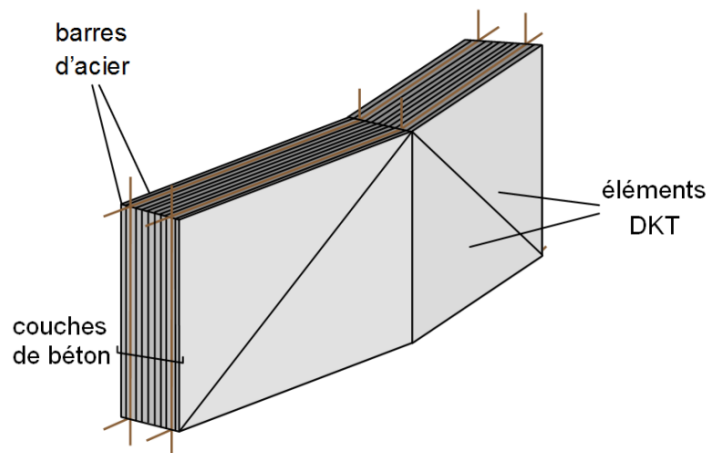


Figure 3.2 Représentation de l'élément

3.3.1 Chargement

Les analyses numériques menées traitent le comportement non linéaire de la structure soumise à son poids propre et à la pression du vent. Une fois le poids propre appliqué, on incrémente le vent via un coefficient multiplicateur de charge λ ; le poids propre est maintenu constant tout au long du chargement.

Les efforts exercés par le vent sur les coques des tours aéroréfrigérantes sont simulés dans les calculs par une pression décomposée en série de Fourier sur la circonférence et variable en fonction de la hauteur, elle est imposée par le cahier des règles techniques [CRT92] dont les recommandations sont issues des règles de calcul NV 65 [DTU P 06-002]. L'action exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est considérée comme normale à cet élément et définie par :

$$P_v^{ref} = (q_{10} \cdot C(H) \cdot g(\theta) \cdot C_r \cdot C_m \cdot C_d \cdot \beta) + S \quad (3.1)$$

Elle est fonction de la vitesse du vent, de la catégorie de la construction, de l'emplacement de l'élément considéré dans la construction et de son orientation par rapport au vent, des dimensions de l'élément considéré et de la forme de la paroi (plane ou courbe) à laquelle appartient l'élément considéré. L'action élémentaire unitaire exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est donnée par q la pression dynamique en (daN/m²) en fonction de V la vitesse du vent en (m/s) par la formule :

$$q = \rho \frac{V^2}{20} \quad (3.2)$$

Cette pression dynamique est préconisée par le document technique unifié [DTU P 06-002] des règles NV 65. Ce document incorpore tous les modificatifs, notamment les cartes vent et neige pour assurer la cohérence avec l'Eurocode 1. L'action est établie par application du théorème de Bernoulli où : ρ est la masse volumique en kg/m³ de l'air sec débarrassée de gaz carbonique, à 15 °C et sous une pression atmosphérique normale égale à 1,225 kg/m³, ce qui donne pour q la valeur :

$$q = \frac{V^2}{16.3} \quad (3.3)$$

Les règles NV 65 proposent des pressions dynamiques de base normale et extrême q_{10} qui varient selon les zones (carte des zones de vent) et qui correspondent aux vitesses du vent qui s'exercent à une hauteur de 10m au-dessus du sol. L'Eurocode définit ces pressions sur une base probabiliste : le vent «cinquantennal», de période de retour égale à 50 ans. Cependant, cette référence conduirait globalement à une importante augmentation du niveau des charges. La prise en compte dans l'Eurocode, de l'influence réductrice de la rugosité du sol dans les zones urbaines, compense globalement cette augmentation: son introduction dans les Règles NV 65 a été envisagée, en même temps que celle du vent cinquantennal, pour maintenir un niveau global de sécurité équivalent aux règles actuelles ; mais cette disposition nouvelle rendait plus complexe l'utilisation des règles. Finalement, il a été renoncé à cette double introduction du vent cinquantennal et de la rugosité dans les Règles NV 65.

Dans nos calculs, les coques sont soumises à des pressions dynamiques extrêmes. Le Tableau 3.3 présente les pressions et les vitesses correspondantes aux 3 tours aéroréfrigérantes étudiées.

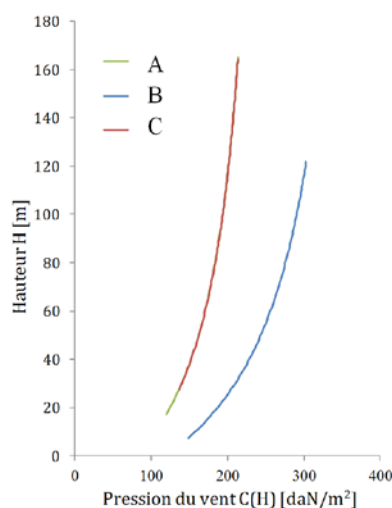
Tableau 3.3 Pressions dynamiques et vitesses utilisées [NV 65]

Variante	A	B	C
Zone	II	IV	II
Pression dynamique de base extrême [daN/m ²]	105.0	157.5	105.0
Vitesse du vent extrême [m/s]	41.4	50.7	41.4

La variation de la pression dynamique avec la hauteur H au-dessus du sol est obtenue à partir du rapport entre q_H et q_{10} défini par la formule :

$$C(H) = \frac{q_H}{q_{10}} = 2.5 \frac{H+18}{H+60} \quad (3.4)$$

q_H est la pression dynamique agissant à la hauteur H au-dessus du sol exprimée en m. La Figure 3.3 représente les pressions $C(H)$ en fonction de la hauteur des 3 coques.

**Figure 3.3** Pression du vent en fonction de la hauteur

La distribution de pression qui en découle est variable sur la structure, intégrant une fonction de distribution angulaire qui correspond à une décomposition en série de Fourier à dix termes d'une fonction proposée par les règles NV65 :

$$g(\theta) = \sum_{k=0}^{10} a_k \cos k\theta \quad (3.5)$$

Les coefficients de Fourier a_k proposés par le [CRT92] sont donnés dans le (Tableau 3.4). La Figure 3.4 représente l'allure de la distribution circonférentielle.

Tableau 3.4 Coefficients de Fourier [CRT92]

Mode k	Coefficients a_k
0	-0.3483
1	0.2864
2	0.7562
3	0.4081
4	-0.05410
5	-0.09369
6	-0,0005660
7	0,01485
8	0,007298
9	0,01111
10	0,01287

Les pressions issues de cette distribution ne sont pas appliquées telles qu'elles. Des modifications sont proposées en forme de coefficients de réduction ou de majoration par L'Eurocode 1 et NV 65 afin de prendre en compte l'effet de la rugosité du terrain, l'effet de masque et l'effet des dimensions, C_r , C_m et C_d respectivement introduits par NV 65. Ou l'effet de topographie C_t et l'effet d'exposition C_e introduits par l'Eurocode 1. Par exemple, l'effet de masque ou d'interférence est généralement étudié par des essais en soufflerie (Orlando, 2001; Zhao et Ge, 2010). Les tours aéroréfrigérantes sont souvent proches les unes des autres de sorte que les pressions exercées par le vent peuvent être significativement différentes de celles sur une tour isolée. Orlando a étudié les effets d'interférence dus au vent sur deux tours aéroréfrigérantes adjacentes et a obtenu une distance minimale pour éviter les interférences proche à la distance minimale des normes françaises. Cependant les règles [CRT92] recommande de ne tenir compte d'aucune réduction ainsi : $C_r = C_m = C_d = 1$. En revanche, un coefficient de majoration pour l'effet dynamique du vent est exigé et est préconisé par les règles NV 65, $\beta = 1.2$. Ce coefficient est en concordance avec les résultats d'études du comportement dynamique de la structure soumise au vent citées précédemment dans la partie bibliographique [2.3.2.2]. Le vent induit aussi une dépression interne S supposée uniforme et prise égale à $0,4q$, où q est la pression dynamique au sommet de la tour

sans majoration. Finalement, un exemple de l'allure de la distribution de la pression sur la structure est présenté sur la Figure 3.5, il s'agit de la distribution de la pression du vent sur la tour B.

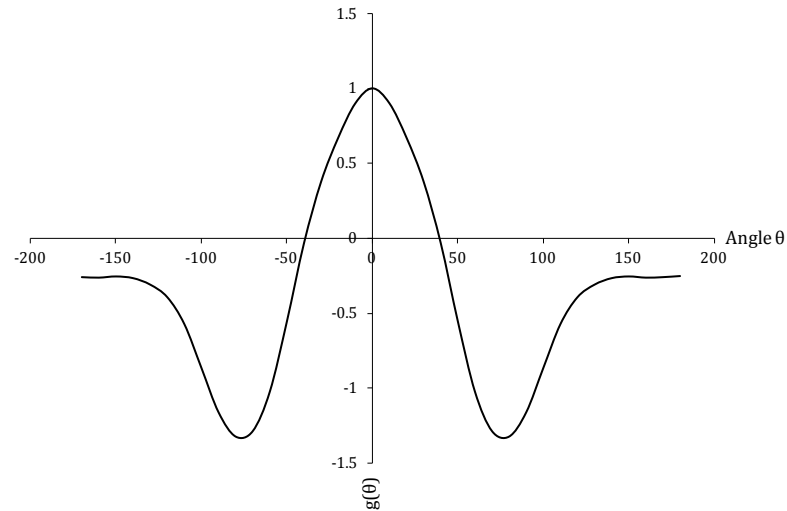


Figure 3.4 Distribution angulaire de la pression dynamique

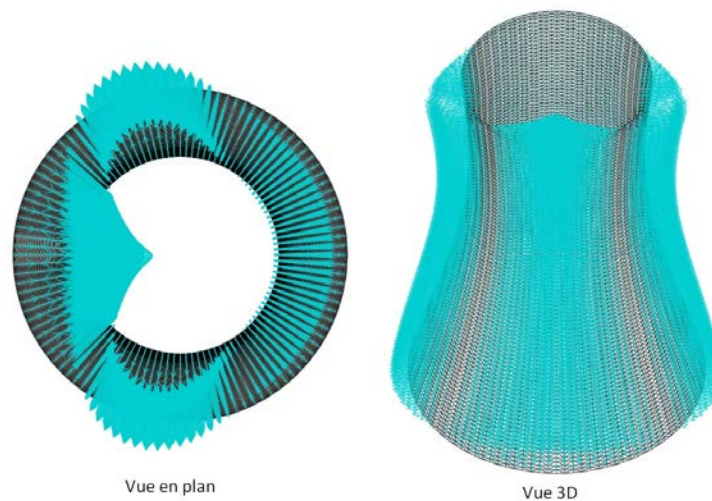


Figure 3.5 Distribution circonférentielle et axiale de la pression induite par le vent

3.4 Modèles constitutifs

3.4.1 Béton

Afin de bien maitriser le comportement, 2 modèles bétons ont été utilisé, les résultats des deux modèles seront comparés entre eux et aussi avec des résultats d'autres études réalisées sur ce type de structure [voir la partie

3.5.1]. Dans les deux modèles, le comportement du béton fissuré est couvert par le concept de fissuration distribuée considérant le béton fissuré comme un milieu continu (*smearred crack approach*).

3.4.1.1 Béton CEA

Le premier modèle béton utilisé est celui développé par Nahas et Millard (Nahas, 1986) au sein du CEA. Ce modèle basé sur la théorie de la plasticité permet de décrire correctement les différents modes de dommages observés et en particulier de représenter l'anisotropie induite par la fissuration. Plusieurs critères ont été utilisés pour approcher le plus correctement la surface de charge expérimentale définie dans la thèse de (Nahas, 1986). Dans ce travail, on utilise ce modèle dans les simulations quasi-statiques en présence de chargement de type « Vent » sur des structures intègres, corrodées et puis renforcées. Il présente, en traction comme en compression, une zone d'élasticité linéaire suivi d'une zone d'adoucissement qui traduit l'épuisement du matériau et l'effondrement de contrainte associé. La fissuration du béton est donc gérée au travers d'un écrouissage négatif (critère de Rankine) qui traduit une décharge de contrainte accompagnant une ouverture de fissure associée à une déformation plastique irréversible. De même, l'effondrement du béton après atteinte de la compression maximale est géré par une approche de type plasticité (critère de Drucker-Prager), l'écrouissage négatif permet de traduire l'épuisement plastique et la chute de contrainte observée expérimentalement.

Pour limiter les localisations des déformations et la sensibilité au maillage, d'une part une approche de type Hillerborg est utilisée afin de garantir que l'énergie de fissuration est une constante « objective » et varie selon la taille de l'élément fini, et d'autre part, le ferrailage conséquent de ce type de structure fait que la sensibilité au maillage de ce type d'approche (gestion de la fissuration via une loi de comportement à écrouissage négatif) est moindre. Le matériau est supposé homogène et continu, cette hypothèse reste valable compte tenu de l'échelle d'observation adoptée.

Pour un béton intègre, le critère de traction s'écrit :

$$\begin{cases} \sigma_I \leq R \\ \sigma_{II} \leq R \end{cases} \quad (3.1)$$

où σ_I , σ_{II} sont les contraintes principales :

$$\begin{cases} \sigma_I = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} - \frac{\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + 4\sigma_{12}^2}}{2} \\ \sigma_{II} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + 4\sigma_{12}^2}}{2} \end{cases} \quad (3.2)$$

tant que $\sigma_I < R$ et $\sigma_{II} < R$, le matériau a un comportement élastique vis-à-vis de la traction.

Si $\sigma_I = R$ ou $\sigma_{II} = R$, alors on a apparition d'une fissure, dont l'angle est donné par la formule :

$$\theta = \frac{1}{2} \text{Arc tg} \left(\frac{2\sigma_{12}}{\sigma_1 - \sigma_2} \right) \text{ ou } \theta = \frac{1}{2} \text{Arc tg} \left(\frac{2\sigma_{12}}{\sigma_1 - \sigma_2} \right) + \frac{\pi}{2} \quad (3.3)$$

Lorsqu'une fissure est créée, les fissures pouvant apparaître font un angle de 90° avec les premières. Dès qu'une fissure apparaît, un repère de fissuration est créé dont l'angle avec le repère global est donné par la formule (3.3). L'ouverture de fissure est accompagnée par une diminution de la résistance au cisaillement le long des lèvres de la fissure. Pour tenir compte de ce phénomène, une diminution du module de cisaillement est appliquée. Pour un béton fissuré, le modèle présente deux critères de traction exprimés dans le repère de fissuration :

$$\begin{cases} \sigma'_1 \leq R \\ \sigma'_2 \leq R \end{cases} \quad (3.4)$$

σ'_1, σ'_2 sont les contraintes normales exprimées dans le repère de fissuration :

$$\begin{aligned} \sigma'_1 &= \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_2 \sin^2 \theta + 2 \sigma_{12} \sin \theta \cos \theta \\ \sigma'_2 &= \sigma_1 \sin^2 \theta + \sigma_2 \cos^2 \theta - 2 \sigma_{12} \sin \theta \cos \theta \\ \sigma'_{12} &= \sin \theta \cos \theta (\sigma_2 - \sigma_1) + (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta) \sigma_{12} \end{aligned} \quad (3.5)$$

Si les critères (3.4) ne sont pas vérifiés, des déformations plastiques (ouvertures de fissures) dues à la traction seront engendrées dans le matériau fissuré. La traction est supposée écrouissable. Les critères sont donc :

$$\begin{cases} \sigma'_1 \leq R_1 \\ \sigma'_2 \leq R_2 \end{cases} \quad (3.6)$$

$$\begin{aligned} R_1 &= R + h_1 \lambda_1 \\ R_2 &= R + h_2 \lambda_2 \end{aligned}$$

où h_1 et h_2 sont des modules d'écrouissages, λ_1 et λ_2 sont des multiplicateurs plastiques. L'incrément de la déformation plastique irréversible $d\varepsilon^P$ est défini par le principe du travail plastique maximal :

$$d\varepsilon^P = \frac{\partial f}{\partial \sigma} d\lambda \quad (3.7)$$

La Figure 3.6 représente la loi d'écoulement en traction du modèle dans le cas d'un écoulement unidimensionnel.

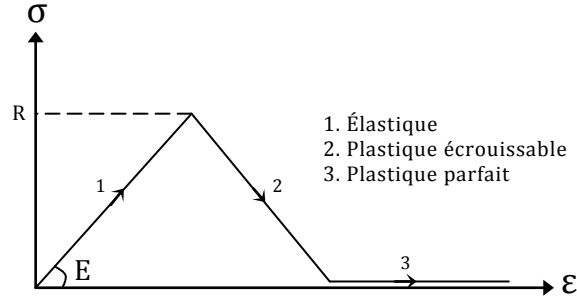


Figure 3.6 Courbe σ, ε en traction

Pour gérer la compression, des critères de fermeture de fissures sont introduits et exprimés dans le repère de fissuration :

$$\begin{cases} \sigma'_1 \geq 0 & \text{si } \lambda_1 > 0 \\ \sigma'_2 \geq 0 & \text{si } \lambda_2 > 0 \end{cases} \quad (3.8)$$

L'écoulement en compression est traduit par les formules suivantes :

$$\begin{aligned} \sigma_1 = 0, \lambda_1 > 0 \text{ et } d\sigma_1 < 0 & \quad \text{alors } d\varepsilon^P = \begin{pmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 0 \end{pmatrix} d\lambda_1 \\ \sigma_1 > 0, \text{ ou } (\sigma_1 = 0 \text{ et } d\sigma_1 > 0) \text{ ou } \lambda_1 = 0 & \quad \text{alors } d\varepsilon^P = 0 \\ \sigma_2 = 0, \lambda_2 > 0 \text{ et } d\sigma_2 < 0 & \quad \text{alors } d\varepsilon^P = \begin{pmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 1 \end{pmatrix} d\lambda_2 \\ \sigma_2 > 0, \text{ ou } (\sigma_2 = 0 \text{ et } d\sigma_2 > 0) \text{ ou } \lambda_2 = 0 & \quad \text{alors } d\varepsilon^P = 0 \end{aligned} \quad (3.9)$$

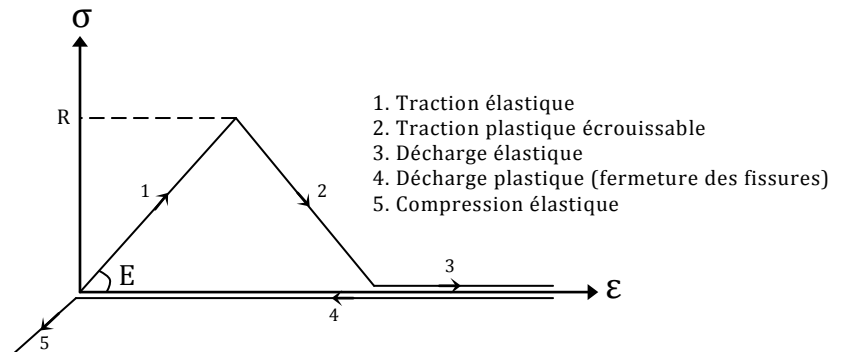


Figure 3.7 Cas où le matériau n'est pas endommagé entièrement en traction

Les figures (Figure 3.7 et Figure 3.8) représentent ce phénomène dans le cas unidimensionnel.

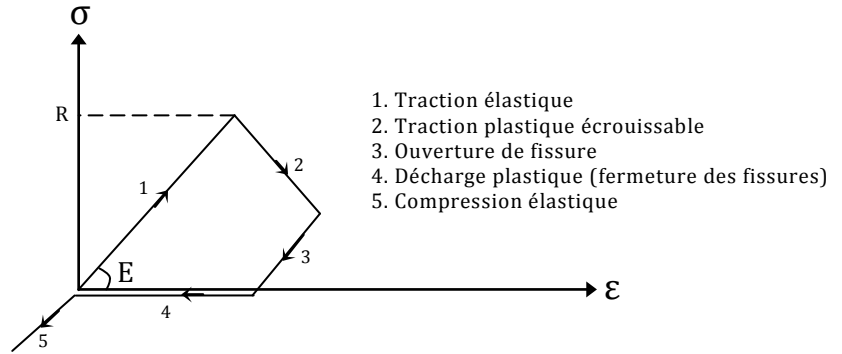


Figure 3.8 Cas où le matériau a été écroui en traction

Le critère en compression et cisaillement est de type Drucker-Prager. Il est représenté dans la Figure 3.9 et indépendant du repère choisi.

$$f(\sigma) = \sigma^* + A I_1 \leq R \quad (3.10)$$

$$\text{avec } \sigma^* = \sqrt{3J_2}$$

I_1 premier invariant du tenseur de contraintes.

J_2 deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques.

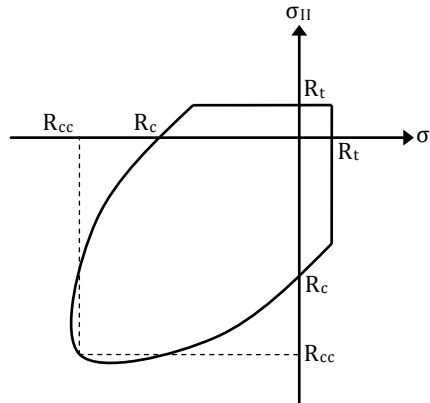


Figure 3.9 Représentation du critère en compression

L'incrément de la déformation plastique irréversible $d\epsilon^P$ est défini par le principe du travail plastique maximal :

$$f(\sigma) = R \text{ et } \frac{\partial f}{\partial \sigma} d\sigma > 0 \quad (3.11)$$

$$\text{avec } R = R + h\lambda$$

$$\text{Alors} \quad d\varepsilon^P = \frac{\partial f}{\partial \sigma} d\lambda = \frac{3}{2\sigma^*} (S_{ij} + 1 \delta_{ij}) d\lambda$$

δ_{ij} : symbole de Kronecker

S_{ij} : tenseur des contraintes déviatoriques

$$d\varepsilon^P = 0 \text{ sinon}$$

3.4.1.2 Béton INSA

Le second modèle est celui développé par Merabet et Reynouard (Merabet, 1990 ; Merabet et Reynouard, 1999) à l'INSA de Lyon. Il fonctionne en contraintes planes (2D ou coques minces). La loi uniaxiale mise en œuvre permet de rendre compte des principaux phénomènes que l'on observe lors d'un chargement constitué d'un petit nombre de cycles alternés. Le comportement du béton non fissuré en compression est élastoplastique et régi par le critère de Drucker-Prager de type Nadai-compression. La loi d'écoulement est associée et la règle d'écrouissage (positif ou négatif) est isotrope. Lorsque la surface de rupture est atteinte en traction (Nadai-traction) (Figure 3.10), une fissure apparaît perpendiculaire à la direction de la contrainte principale maximale et une approche de type (*smearred fixed crack*) est considérée. La description de la fissure se compose de trois relations uniaxiales indépendantes entre la contrainte totale et la déformation totale dans un système d'axe parallèle et perpendiculaire à la direction de la fissure (loi orthotrope cyclique explicite). Les orientations des fissures sont maintenues constantes pendant le chargement et une seconde fissure peut se produire dans la direction perpendiculaire. Le caractère unilatéral du béton fissuré au cours d'une sollicitation oligocyclique est traité par une technique visant à gérer correctement l'ouverture des fissures puis leur refermeture en restaurant les raideurs correspondantes. Des études de cisaillement sur des murs en béton armé sous séisme ont montré la pertinence de ce modèle (Ile, 2000 ; Ile et Reynouard, 2000; 2005).

Dans ce travail, on utilise ce modèle pour étudier l'influence d'une seconde tempête de vent [voir 3.5.1.2] et pour les simulations dynamiques en présence de sollicitations sismiques qui seront présentées dans la partie 4.

Une relation linéaire entre les contraintes octaédrales σ_{oct} et τ_{oct} définie la surface de rupture dans le domaine de compressions, elle s'exprime par :

$$\begin{cases} f_{comp}(\sigma_{oct}, \tau_{oct}) = \frac{\tau_{oct} + a\sigma_{oct}}{b} - f'_c = 0 \\ \sigma_1 < 0 \quad \text{et} \quad \sigma_2 < 0 \end{cases} \quad (3.13)$$

Pour le domaine de tractions (traction pure ou traction-compression), la surface de rupture s'exprime :

$$\begin{cases} f_{trac}(\sigma_{oct}, \tau_{oct}) = \frac{\tau_{oct} + c\sigma_{oct}}{d} - f'_c = 0 \\ \sigma_1 > 0 \quad \text{et/ou} \quad \sigma_2 > 0 \end{cases} \quad (3.14)$$

avec

$$\sigma_{oct} = I_1/3 \quad \text{et} \quad \tau_{oct} = \sqrt{\frac{2J_2}{3}} = \sqrt{\frac{2}{9}\sigma_{eq}}$$

σ_{eq} contrainte équivalente de Von Mises

$$a = \sqrt{2} \frac{\beta - 1}{2\beta - 1}, \quad b = \frac{\sqrt{2}}{3} \frac{\beta}{2\beta - 1} \quad \text{et} \quad \beta = f'_c/f'_{cc}$$

$$c = \sqrt{2} \frac{1 - \alpha}{1 + \alpha}, \quad d = \frac{2\sqrt{2}}{3} \frac{\alpha}{1 + \alpha} \quad \text{et} \quad \alpha = f'_t/f'_c$$

f'_t : résistance du béton en traction uniaxiale

f'_c : résistance du béton en compression uniaxiale

f'_{cc} : résistance du béton en compression biaxiale pour $\sigma_{xx}/\sigma_{yy} = 1$ et $\tau_{xy} = 0$

I_1 : 1^{er} invariant du tenseur de contrainte

J_2 : 2nd invariant du déviateur de contrainte

Le comportement du béton intègre (non fissuré) est élastoplastique et régi par le critère de plasticité de Nadai-compression, de type Drucker-Prager déduit de la surface ultime par homothétie. La surface de charge est déduite de la surface de rupture en compression et évolue homothétiquement au fur et à mesure que les déformations plastiques progressent. L'évolution de cette surface est pilotée par la déformation plastique cumulée κ . Par ailleurs, un domaine initial d'élasticité correspondant à environ 30% de la surface de rupture est définie afin d'éviter le développement des déformations plastiques pour de faibles niveaux de contraintes notamment dans le domaine de traction-compression. L'équation de la frontière du domaine d'élasticité s'écrit, en considérant un écrouissage isotrope :

$$\begin{cases} f(\sigma, \kappa) = \frac{\tau_{oct} + a\sigma_{oct}}{b} - \tau(\kappa) = 0 \\ \sigma_1 < 0 \quad \text{et} \quad \sigma_2 < 0 \quad \text{ou} \quad \sigma_1 < 0 \quad \text{et} \quad \sigma_2 > 0 \end{cases} \quad (3.15)$$

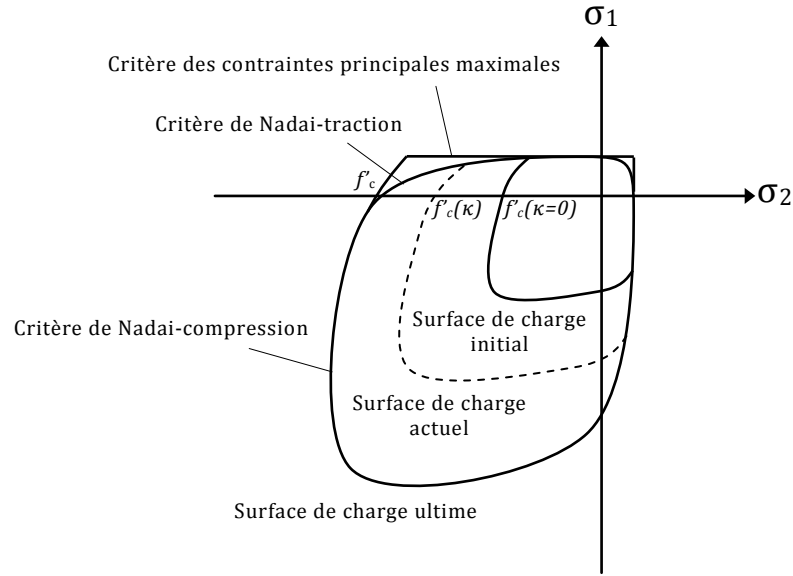


Figure 3.10 Surface de rupture et surfaces de charge dans le plan des contraintes principales

Pour établir l'équation de la courbe de compression uniaxiale contrainte-déformation plastique ($\tau - \kappa$) (Figure 3.11), un module plastique intervient dans la condition de consistance du critère de plasticité en régime pré-pic, il correspond à la pente de la courbe et prend la forme suivante :

$$\left(\frac{\kappa - \kappa_{pic}}{\kappa_{pic}}\right)^2 + \left(\frac{\tau - \theta f'_c}{(1 - \theta)f'_c}\right)^2 = 1 \quad \text{avec } 0 \leq \theta < 1 \quad (3.16)$$

d'où :

$$\begin{cases} \tau = f'_c \left(\theta + (1 - \theta) \sqrt{1 - \left(\frac{\kappa - \kappa_{pic}}{\kappa_{pic}}\right)^2} \right) \\ H^p = \frac{d\tau}{d\kappa} = f'_c (1 - \theta) \frac{(\kappa_{pic} - \kappa)}{\kappa_{pic}^2 \sqrt{\left(\frac{\kappa - \kappa_{pic}}{\kappa_{pic}}\right)^2}} \end{cases} \quad \text{pour } 0 < \kappa \leq \kappa_{pic} \quad (3.17-1)$$

$$\begin{cases} \tau = \frac{f'_c}{\kappa_{pic} - \kappa_{rup}} (0.95\kappa + 0.05\kappa_{pic} - \kappa_{rup}) \\ H^p = \frac{0.95f'_c}{\kappa_{pic} - \kappa_{rup}} \end{cases} \quad \text{pour } \kappa_{pic} < \kappa \leq \kappa_{rup} \quad (3.17-2)$$

$$\begin{cases} \tau = 0.05f'_c \\ H^p = 0 \end{cases} \quad \text{pour } \kappa > \kappa_{rup} \quad (3.17-3)$$

κ_{pic} : déformation plastique au pic

κ_{rup} : déformation plastique à la rupture

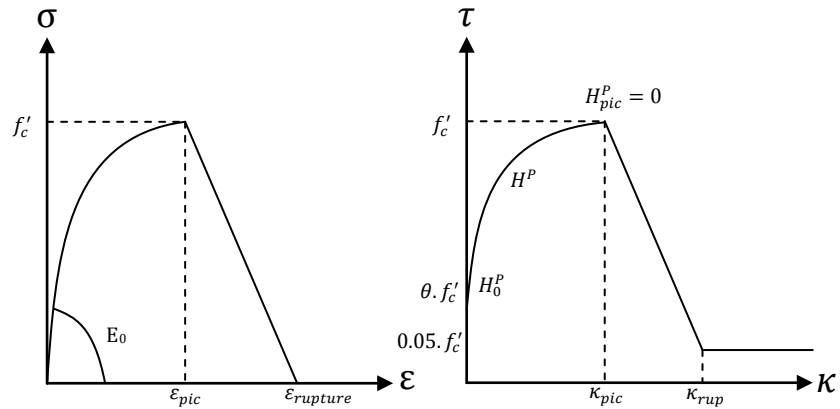


Figure 3.11 Courbe d'écrouissage ($\tau - \kappa$)

Le comportement du béton fissuré est abordé par le concept de fissuration répartie fixe en considérant le matériau fissuré comme un milieu continu. La description de la fissuration consiste alors en trois relations uniaxiales indépendantes entre contrainte et déformation définies dans un système d'axes local parallèle et perpendiculaire à la direction de fissuration. Il s'agit des mêmes relations exprimées dans le repère de fissuration décrites dans (3.5) pour le béton CEA. L'orientation de la fissuration est considérée fixe par la suite.

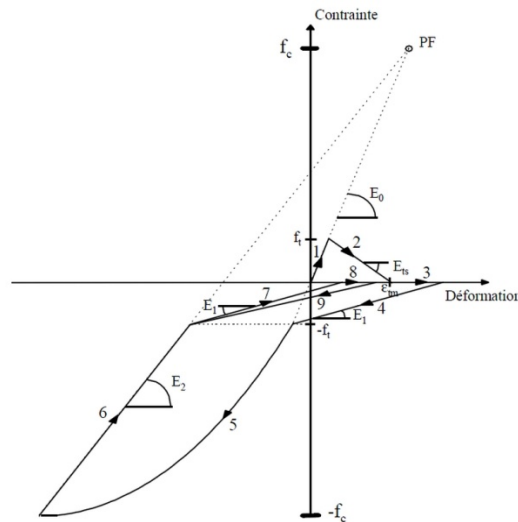


Figure 3.12 Modèle uniaxial cyclique : point initialement tendu

Lors du passage du modèle élastoplastique biaxial au modèle orthotrope découplé, plusieurs règles de raccordement sont appliquées pour garantir la continuité entre les deux modèles. Une loi uniaxiale cyclique

décrit le comportement du béton fissuré dans chaque direction. Elle permet de simuler les principaux phénomènes que l'on observe lors d'un chargement constitué de petits nombre de cycles alternés. La contrainte de cisaillement est calculée élastiquement en utilisant la même méthode de réduction du module de cisaillement décrite dans le modèle précédant. Elle complète le tenseur des contraintes dans le repère local et permet de rendre compte de l'effet d'engrènement de la fissure.

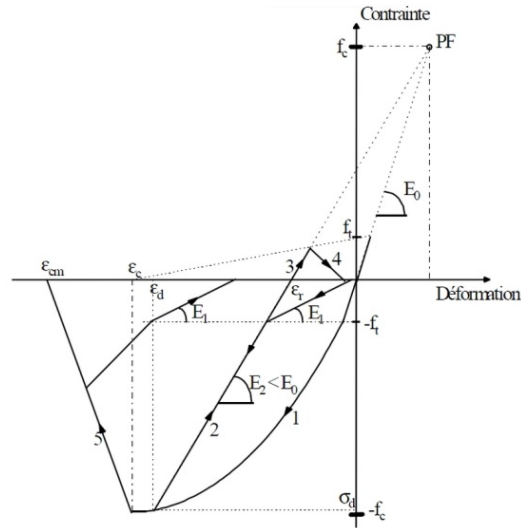


Figure 3.13 Modèle uniaxial cyclique : point initialement comprimé

Les figures (Figure 3.12 et Figure 3.13) suivantes détaillent les histoires d'un point qui subi différents cycles de charge. Sur la Figure 3.12 le point est initialement tendu, fissure complètement et subi ensuite une recharge opposée en compression élastique jusqu'à l'atteinte de la résistance uniaxiale :

- 1 – Le béton fissure (f_t)
- 2 – Il suit une raideur négative (pente E_{ts}) jusqu'à une déformation ($\epsilon_{tm} = \epsilon_{rupture}^{trac}$)
- 3 – Au-delà, l'ouverture de fissure se fait à contrainte nulle
- 4 – La sollicitation change de sens, une contrainte de compression croissante est nécessaire pour refermer progressivement la fissure (pente $E_1 \neq E_0$)
- 5 – Fissure complètement fermée à une contrainte inférieure à $-f_t$, niveau à partir duquel la raideur est complètement restaurée, le comportement du point la loi non linéaire du béton en compression uniaxiale
- 6 – Nouvelle inversion du chargement, qui provoque une décharge selon une droite de pente E_2 passant par un point focal ($f_c ; \epsilon_0$) avec $\epsilon_0 = f_c/E_0$. En

effet, les expériences montrent que le module à la décharge est différent du module initial suite à l'endommagement du béton en compression.

7 – Quand la contrainte dépasse $-f_t$, le module E_1 correspondant à la refermeture de la fissure est retrouvé.

8 et 9 – suivent les mêmes règles que les trajets 3 et 4.

Sur la Figure 3.13 le point est initialement comprimé. La différence essentielle est la nouvelle résistance en traction qui comme le module de décharge, est endommagée par la compression subie (trajets 3 et 4). Cette résistance est donc modifiée comme le suggèrent (Morita et Kaku, 1975) :

$$\begin{cases} f'_t = f_t \left(1 - \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_c}\right) & \text{Si } \varepsilon_r > \varepsilon_c \\ f'_t = 0 & \text{Si } \varepsilon_r \leq \varepsilon_c \end{cases} \quad (3.18)$$

Avec :

f_t : résistance en traction uniaxiale

ε_r : déformation résiduelle

ε_c : déformation de compression au pic ($\sigma = -f_c$)

La déformation résiduelle est quant à elle obtenue en considérant la raideur de décharge endommagée, et est donnée par la relation suivante :

$$\varepsilon_r = \varepsilon_d - \frac{(\varepsilon_d - \varepsilon_0)}{\sigma_d - E_0 \varepsilon_0} \cdot \sigma_d \quad (3.19)$$

Avec σ_d et ε_d les contrainte et déformation à l'instant de la décharge de compression. Le trajet 5 correspond à l'adoucissement du béton en compression. La pente de la branche descendante est obtenue simplement à partir de la déformation ultime du matériau en compression uniaxiale $\varepsilon_{cm} = -\varepsilon_{rupture}^{comp}$ et de la déformation au pic $\varepsilon_c = -\varepsilon_{pic}^{comp}$.

La Figure 3.14 décrit le comportement d'un point qui n'a pas totalement fissuré sous une inversion de chargement. Le traitement de la décharge (trajet 3) est identique, mais il subsiste une contrainte de traction résiduelle. Lors d'une réouverture après un trajet de compression (trajet 4,5,6), celle-ci se fait toujours suivant la pente E_1 , mais cette pente est suivie jusqu'à la nouvelle contrainte en traction, obtenue en diminuant la contrainte résiduelle à la dernière refermeture de la fissure, pour rendre compte de l'endommagement dû à la compression.

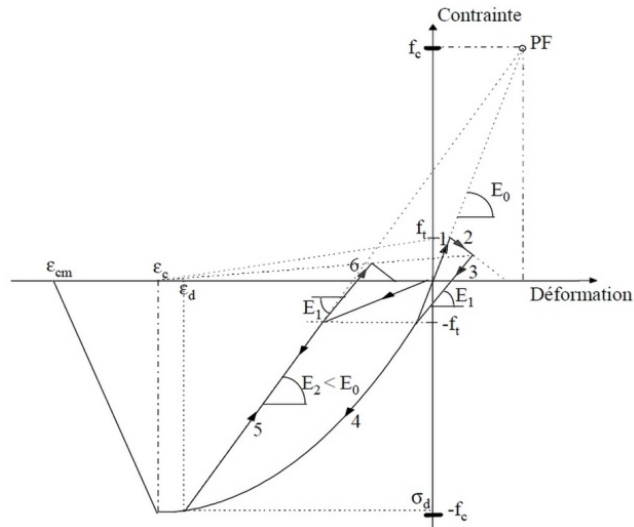


Figure 3.14 Modèle uniaxial cyclique : décharge depuis un point partiellement fissuré

3.4.2 Acier

Les aciers d'armatures méridiennes et circonférentielles sont représentés discrètement par des éléments de barre spatiale excentrée superposés aux éléments représentant le béton. Les 3 tours possèdent un ferrailage à double nappe dans les sens méridien et circonférentiel, elles sont armées de façon identique sur chaque face avec une épaisseur de béton d'enrobage de 3cm.

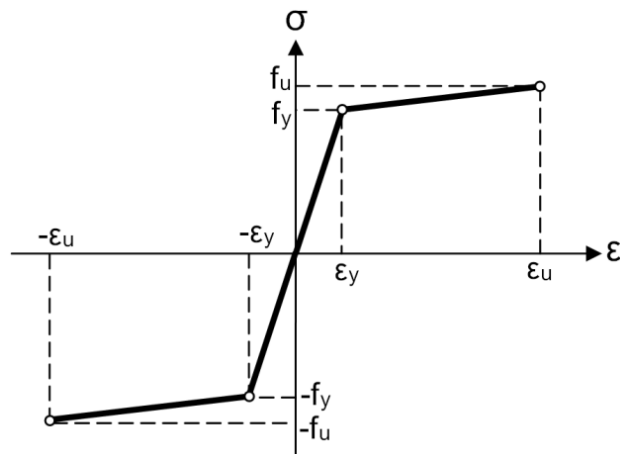


Figure 3.15 Loi de comportement de l'acier

Le comportement associé aux aciers au cours des modélisations est supposé élastique plastique isotrope à écrouissage positif. Il est illustré par le graphique de la Figure 3.15. L'adhérence acier béton est supposée

parfaite. Le Tableau 3.5 représente les caractéristiques mécaniques communes aux trois tours, des aciers utilisés. La Figure 3.16 présente la distribution des aciers selon la hauteur de la coque conformément aux plans de ferrailages.

Tableau 3.5 Caractéristiques mécaniques de l'acier

Variante	A, B et C
Module d'Young E [GPa]	200
Coefficient de poisson ν	0.3
Contrainte de plasticité f_{sy} [MPa]	400
Déformation de plastification ε_{sy}	0.2%
Contrainte ultime f_{su} [MPa]	444
Déformation ultime ε_{su}	11%

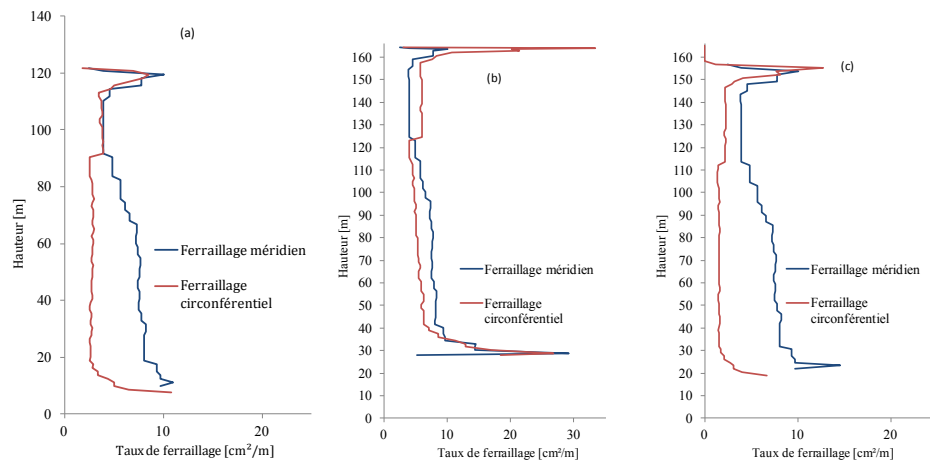


Figure 3.16 Taux de ferrailage (a) Tour B, (b) Tour A et (c) Tour C

3.5 Analyse des résultats

3.5.1 Structure intégrée

L'analyse de la structure est effectuée à l'aide du code Cast3M, en premier lieu les structures sont soumises à un chargement identique $G+\lambda W$ d'une pression dynamique de base égale à 105.0 daN/m^2 . Le modèle CEA est utilisé pour simuler le comportement du béton de la coque, les caractéristiques mécaniques des 3 coques modélisées sont présentées dans le Tableau 3.6.

L'évolution des paramètres caractéristiques tels que le début de fissuration, la plastification des armatures et enfin la charge de ruine sont détaillés dans le Tableau 3.7. Nos observations concordent avec l'analyse de (Jia, 2013) qui a réétudié récemment la capacité portante de la tour aéroréfrigérante du port Gibson USA. Sur les 3 variantes testées, le point le plus sollicité se trouve sur la partie la moins épaisse de la coque (au niveau du col): c'est dans le voisinage de ce point que les fissures commencent à apparaître aux pas de charge indiqués dans le Tableau 3.7. Les courbes de comportement obtenues des points les plus sollicités et des méridiennes face au vent des 3 coques sont présentées sur les figures (Figure 3.17 et Figure 3.18) et appuient nos observations. En augmentant la charge, la rigidité de la structure diminue progressivement, cette diminution est due à l'aggravation de la fissuration, néanmoins la structure résiste à la charge suite à l'activation des armatures et à la capacité résiduelle du béton fissuré. Enfin la ruine n'est pas due à l'atteinte de la déformation à rupture des aciers mais par la combinaison de dommages importants (propagation des fissures dans la direction méridienne et circonférentielle) et sévères (propagation des fissures dans les couches d'épaisseur) couplée à la plastification des aciers. Au-delà de cet état, les incréments de charge appliqués ne peuvent plus être redistribués sur la coque. Les isovaleurs de déplacement radial à la charge de ruine des 3 tours sont comparées à la Figure 3.19.

Tableau 3.6 Caractéristiques mécaniques du béton

Variante	A	B	C
Masse volumique ρ [Kg/m ³]	2500	2500	2500
Module d'Young E [GPa]	33	34	34
Coefficient de poisson ν	0.2	0.2	0.2
Limite en traction f_t [MPa]	2.3	2.4	2.3
Limite en compression f_c [MPa]	28.7	30	27
Limite en bi-compression f_{bic} [MPa]	33.29	34.8	31.32
Déformation à rupture en traction ϵ_{tu}	2.05^{E-4}	2.11^{E-4}	2.05^{E-4}
Déformation à rupture en compression ϵ_{cu}	0.009	0.009	0.008

Tableau 3.7 Évolution des paramètres caractéristiques (Tours intègres)

Variante	A	B	C
Altitude du point le plus sollicité [m]	118.66	93.04	119.42
Coefficient λ multiplicateur de la charge de fissuration	1.4	1.1	1.3
Coefficient λ multiplicateur de la charge de plastification des armatures	1.6	1.6	1.4
Coefficient λ multiplicateur de la charge de ruine	2.1	2.5	2
Déformation max des aciers à la charge de ruine	1.09%	4.96%	1.08%

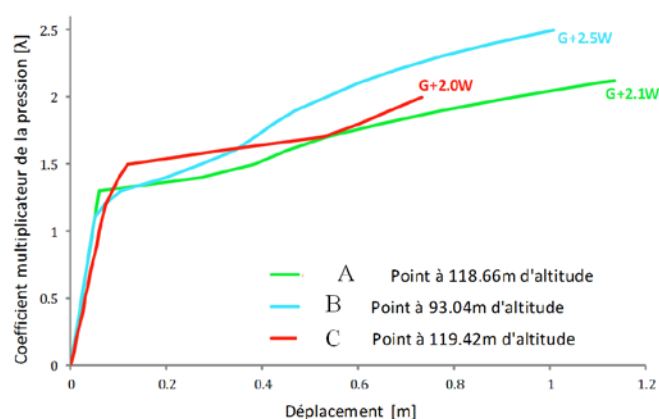


Figure 3.17 Comportement du point le plus sollicité

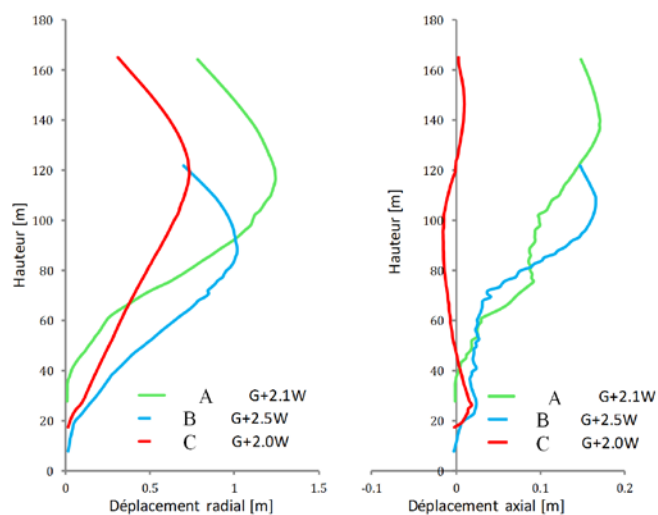


Figure 3.18 Comportement de la méridienne face au vent

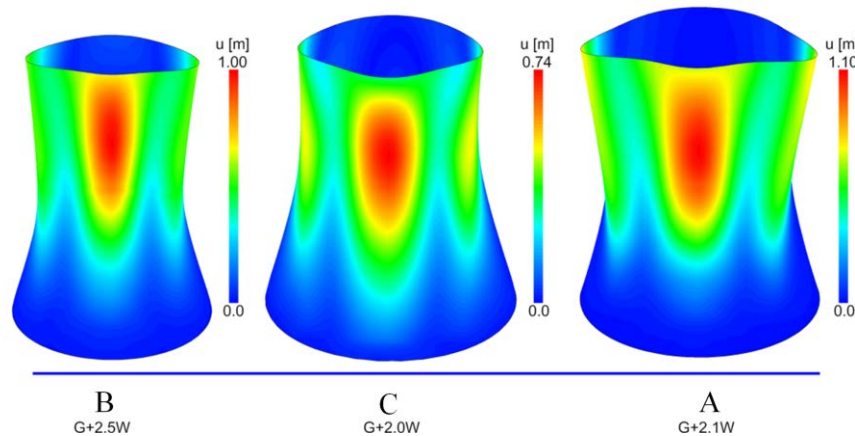


Figure 3.19 Isovaleurs de déplacements (déformée x 25)

La différence qui apparaît au niveau des charges de fissuration et de ruine est liée à l'élancement et la forme de chaque tour aéroréfrigérante. En effet, la tour aéroréfrigérante B qui représente la tour la moins élancée résiste à 2.5 fois la pression de vent imposée et donc plus que les tours A et C (2.1 et 2.0 fois le vent respectivement). Un autre phénomène plus important permet d'influencer l'allure du comportement est l'effet *tension stiffening*, essentiellement la partie adoucissante de la loi de comportement du béton. Comme indiqué dans l'étude de (Min, 2004), l'effet *tension stiffening* est un phénomène très complexe et dépend du ratio des armatures, le diamètre des barres d'aciers, l'adhérence acier-béton, la résistance du béton et la distribution des armatures. (Min, 2002) a rapporté que la résistance à la rupture des coques hyperboliques dépend en grande partie non seulement de la résistance du béton en traction avant fissuration mais également du *tension stiffening* effective en post-fissuration. ce dernier fera l'objet d'une étude paramétrique dans la prochaine partie de ce chapitre.

Ces différences apparaissent aussi en comparant nos résultats aux études de la littérature (Krätzig *et al.*, 1998) et (Witasse *et al.*, 2002). Les courbes de comportement obtenues pour le point le plus sollicité, pour les références citées, sont rassemblées à la Figure 3.20. En plus de la géométrie et l'effet *tension stiffening*, les variations des résultats peuvent être attribuées aux différences des modèles utilisés dans chaque étude : le type d'élément fini, le maillage et la modélisation de fissures. On note néanmoins la similarité entre les phases de comportement obtenues par Krätzig et la courbe faisant référence à nos résultats, l'allure générale présente un comportement fortement non linéaire tel que décrit pour la première fois par l'étude numérique de (Mang *et al.*, 1983) menée sur la tour de refroidissement de Port Gibson, Mississippi au USA. Les courbes

peuvent être divisées en quatre zones représentant les différents comportements du matériau. La première (zone A) correspond au comportement élastique, le béton est non fissuré, la deuxième (zone B) symbolise un changement brusque de comportement exprimé par l'apparition de la fissuration. La longueur du plateau de fissuration dépend du pourcentage d'acier et la forme d'adoucissement choisie dans la loi de comportement. S'ensuit une reprise de raideur due à la redistribution des contraintes ou reprise des efforts par le ferrailage qui autorise une augmentation de la charge (zone C). Un deuxième plateau (zone D) correspond à la plastification des aciers, puis une légère augmentation de charge conduit in fine à la charge ultime.

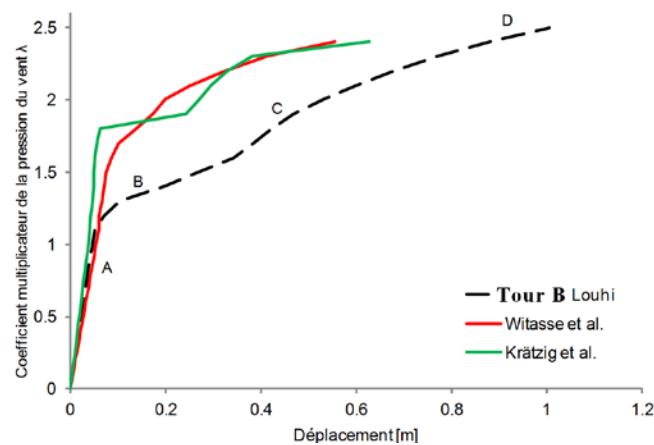


Figure 3.20 Comparaison des différentes courbes charge-déplacement

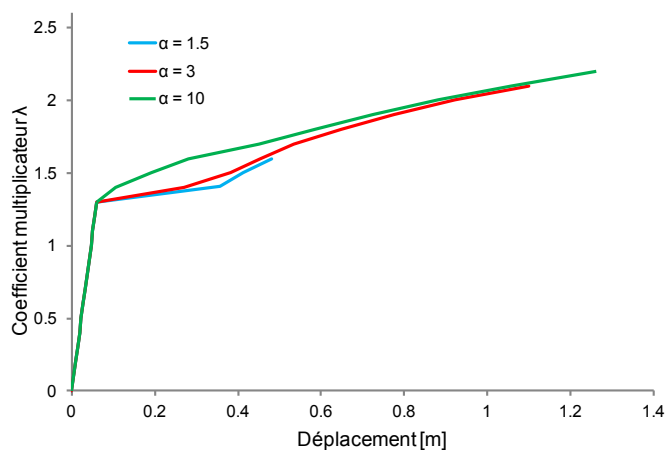


Figure 3.21 Courbes charge-déplacement de différents α

3.5.1.1 Influence du paramètre tension stiffening

Afin de valider la conclusion qu'on vient d'évoquer dans la partie ci-dessus de notre travail, nous avons mené une étude de sensibilité sur l'aéroréfrigérant A en considérant différentes valeurs du paramètre α égale au rapport de la déformation à rupture sur la déformation associée au pic de traction ou limite élastique ($\alpha = \varepsilon_{tu}/\varepsilon_e$). La Figure 3.21 illustre les résultats obtenus et montre la sensibilité au comportement plus ou moins fragile du béton qui est décrit par la pente post-fissuration.

3.5.1.2 Influence d'une seconde tempête

Pour mieux représenter les phénomènes cycliques induits par une deuxième tempête, le modèle développé par Merabet et Reynouard décrit précédemment dans la partie [3.4.1.2] est utilisé. Ce modèle permet de gérer le comportement unilatéral du béton sous chargements cycliques avec l'ouverture et la fermeture des fissures. Une première étude comparative a été menée afin d'estimer la différence entre les deux modèles en comparant deux calculs dits de référence (chargement vent sur coque intégrre). La Figure 3.22 montre l'allure des deux courbes charge-déplacement du point le plus sollicité se trouvant à 139.66 m d'altitude. La forme des deux courbes est la même dans toute la partie élastique et la charge de fissuration sur les deux modèles est identique. Cependant, la charge ultime du modèle Nahas-Millard (*smearred rotating crack*) est plus grande que celle du modèle Merabet-Reynouard (*smearred fixed crack*). La Figure 3.23 affiche les zones où le béton a atteint le critère de fissuration à l'instant G+1.4W. Ces isovaleurs sont issues d'une variable indicatrice de la fissuration du modèle Merabet-Reynouard (fissure ouverte = 1, fissure fermée = 0). Nos observations concordent avec l'étude de (Gupta, 1984) qui a démontré que dans le cas des coques hyperboliques, la distribution de fissures dépend principalement de la géométrie et du chargement.

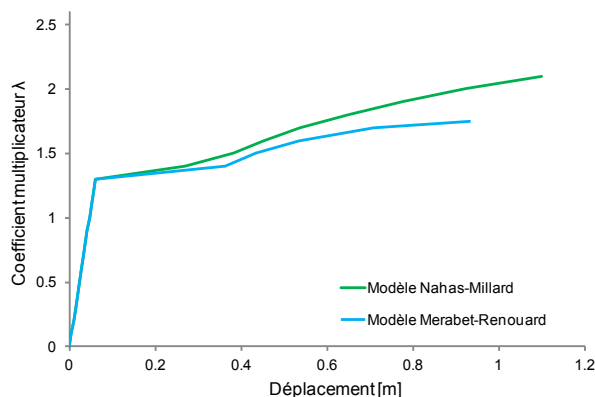


Figure 3.22 Comparaison des deux modèles bétons (tour A)

Afin d'appréhender l'influence d'une 2ème tempête de vent sur la coque, nous avons mené un calcul quasi statique non-linéaire. On charge d'abord la structure jusqu'à G+1.4W (une charge estimée suffisante pour fissurer la coque), s'ensuit directement une décharge. Un deuxième chargement est ensuite appliqué jusqu'à 2 fois la pression du vent proposée par les règles NV65. L'histoire du chargement est détaillée dans la Figure 3.24.

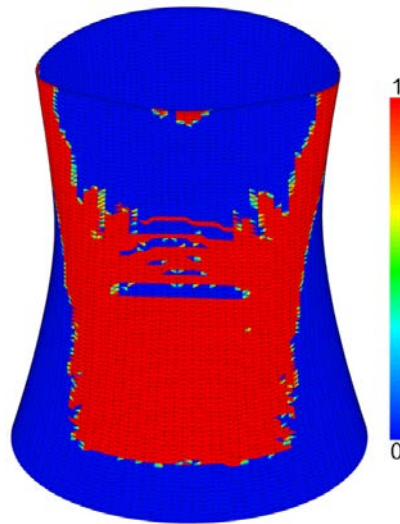


Figure 3.23 Initiation de la fissuration dans le béton à G+1.4W (tour A)

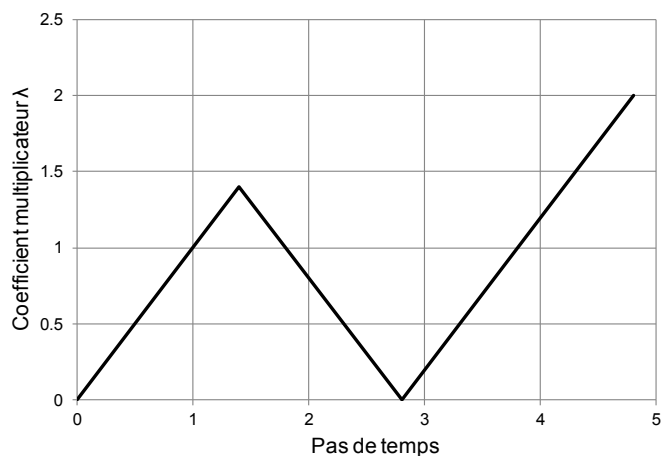


Figure 3.24 Histoire du chargement

Les résultats montrent qu'une seconde tempête de vent change de manière significative le comportement de la structure (Figure 3.25). Après une première charge de G+1.4W, la coque est fissurée et reflète un

comportement non linéaire confirmé après la décharge où les déplacements ne reviennent pas à zéro même à un moment où la charge est nulle. Ces déplacements irréversibles peuvent atteindre 5 cm dans les zones les plus déformées de la coque. En chargeant la structure une deuxième fois, nous avons observé la disparition de la phase élastique du comportement et l'apparition d'un comportement non linéaire reflétant une raideur beaucoup plus faible par rapport à celle du premier chargement. On note aussi une légère diminution de la capacité portante estimée à 4%. La charge ultime atteinte après deux cycles de charge est de $G+1.68W < G+1.75W$.

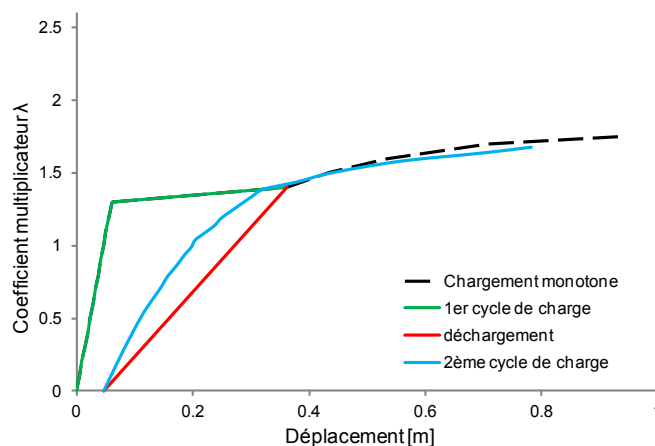


Figure 3.25 Comportement du point le plus sollicité sous charge cyclique (Tour A)

3.5.2 Structure corrodée

Des simulations numériques ont été effectuées pour étudier la capacité portante de ces tours soumises au chargement de type vent en présence de différents taux de corrosion d'armatures. En effet la corrosion se traduit par deux effets essentiels. Le premier effet est l'expansion des produits de corrosion, générant un gonflement du à l'apparition de rouille à l'interface acier/béton et donnant naissance à d'importantes contraintes de traction dans le béton, susceptibles d'initier des fissures. C'est alors que l'interface acier/béton se trouve déconfinée, ce qui favorise une perte drastique de l'adhérence entre l'acier et le béton, et se traduit par un éclatement du béton d'enrobage. Le second effet induit une fragilisation notable de l'acier et la réduction de sa section transversale uniforme ou par piquûres selon le type d'agent agressif (Richard *et al.*, 2010).

Dans le cas présenté ici, seule la réduction de la section transversale de l'acier est prise en compte. Ce choix est justifié par le fait que l'inspection des tours étudiées par la mesure de profondeur de carbonatation, le potentiel de corrosion sur les aciers et l'épaisseur du

béton d'enrobage (pas d'écaillage visible), montre que le phénomène de la corrosion n'est pas à un niveau avancé. De plus, les résultats ont montré que la déformation des aciers à la charge de ruine reste faible comparativement à la déformation à la rupture des aciers. Cela signifie que la durée de vie des tours aéroréfrigérantes ne semble pas être limitée par la réduction de la ductilité des aciers.

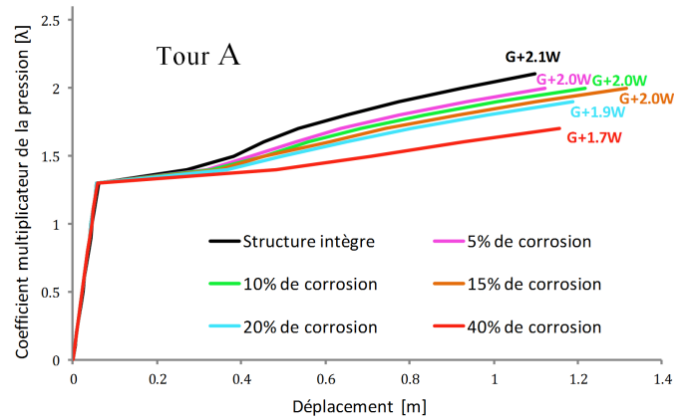


Figure 3.26 Comportement du point le plus sollicité (Tour A intégrée et corrodée)

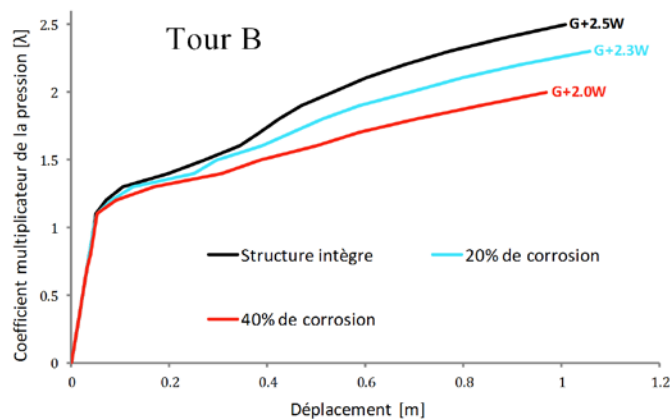


Figure 3.27 Comportement du point le plus sollicité (Tour B intégrée et corrodée)

L'étude bibliographique pertinente de (Richard, 2010) conclue que les nombreux modèles constitutifs proposés dans la littérature ne permettaient souvent pas une description fine du comportement de l'interface acier/béton en présence de corrosion et sous chargement complexe. Ceci n'est pas seulement dû à une carence de modélisation mais essentiellement à une mauvaise connaissance des mécanismes dissipatifs locaux en présence de corrosion. Les modèles proposés dans la littérature y

compris le modèle Richard-Ragueneau (Richard *et al.*, 2010) permettent une représentation satisfaisante du comportement du béton armé corrodé mais nécessite un temps de calcul très important donc prohibitif pour des calculs paramétriques.

L'étude paramétrique sur les tours A et B a permis d'obtenir les courbes charge-déplacement qui sont également des indicateurs de dommage à l'échelle globale (Figure 3.26 et Figure 3.27). La Figure 3.28 présente les courbes de comportement de la méridienne face au vent à G+1.7W pour la tour A et G+2.0W pour la tour B (charges ultimes des structures corrodées à 40%) illustre le comportement de la méridienne face au vent de chaque calcul. Les résultats montrent que le niveau de la capacité portante est réduit de 20% dans la tour B et de 19.05% dans le cas de la tour A en supposant un degré de corrosion de 40%. Le coefficient λ multiplicateur de la charge de fissuration diminue légèrement en augmentant le taux de corrosion (voir Tableau 3.8 et Tableau 3.9). La longueur du plateau de fissuration augmente à mesure que le taux de corrosion augmente, confirmant qu'elle dépend du pourcentage d'acier. En plus de la nette réduction de la sureté de la structure, une diminution drastique de la durabilité est prévue en raison de l'augmentation du nombre de fissures dans les zones en traction. La Figure 3.29 montre l'état de déformation à la charge ultime de l'étude paramétrique menée sur la tour B et présente les zones de fissuration après avoir dépassées la limite en traction du béton.

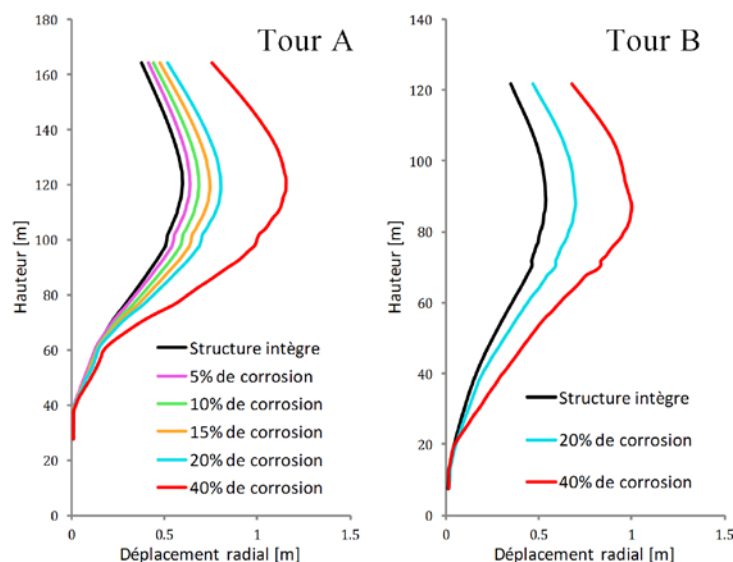


Figure 3.28 Comportement des méridiennes face au vent (charge ultime des structures corrodées à 40%)

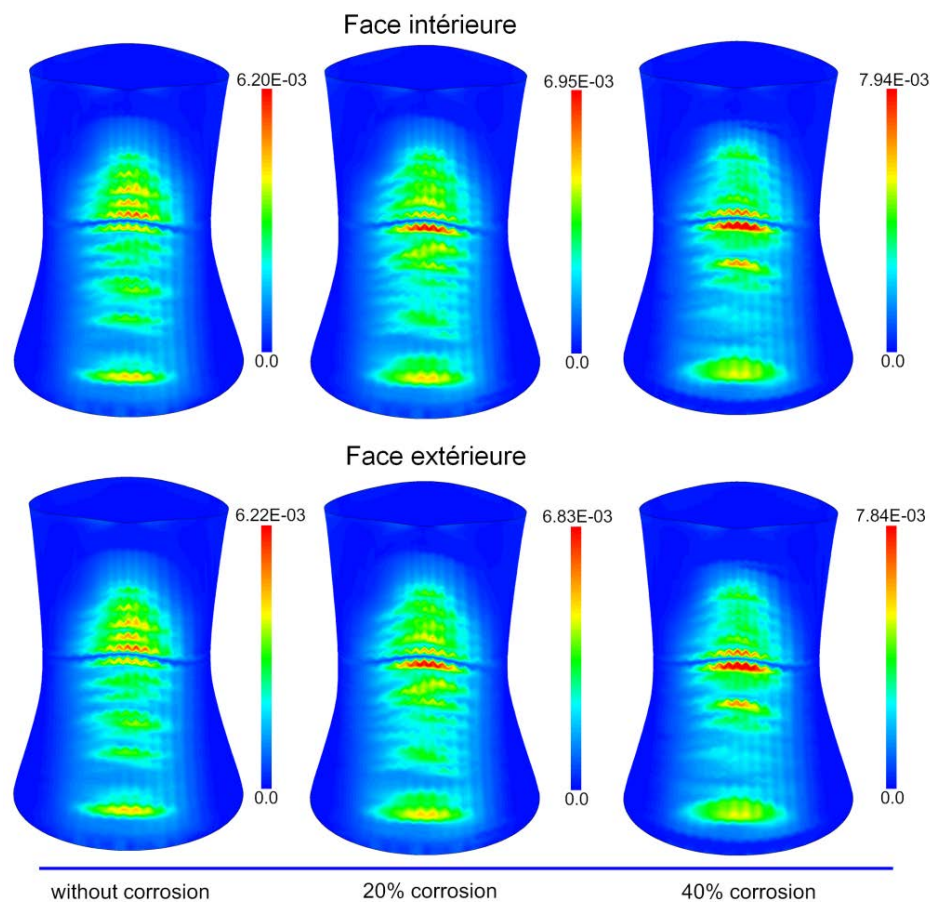


Figure 3.29 Isovaleurs de déformations à la charge ultime (Tour B)

Tableau 3.8 Évolution des paramètres caractéristiques (Tour B corrodée)

Tour B	20% corrosion	40% corrosion
Altitude du point le plus sollicité [m]	93.04	91.71
Coefficient λ multiplicateur de la charge de fissuration	0.9	0.8
Coefficient λ multiplicateur de la charge de plastification des armatures	1.6	1.3
Coefficient λ multiplicateur de la charge de ruine	2.3	2.0
Déformation max des aciers à la charge de ruine	1.51%	1.67%

Tableau 3.9 Évolution des paramètres caractéristiques (Tour A corrodée)

Tour A	20% corrosion	40% corrosion
Altitude du point le plus sollicité [m]	141.16	144.16
Coefficient λ multiplicateur de la charge de fissuration	1.4	1.3
Coefficient λ multiplicateur de la charge de plastification des armatures	1.5	1.4
Coefficient λ multiplicateur de la charge de ruine	1.9	1.7
Déformation max des aciers à la charge de ruine	1.09%	1.10%

3.5.3 Contribution du renforcement TFC

Dans cette section, une autre simulation est réalisée pour quantifier la contribution du TFC en termes de capacité portante. En gardant les mêmes caractéristiques des matériaux et dimensions de la structure, on ajoute des bandes de tissus de fibre de carbone. La première configuration analysée est celle utilisée dans le cas réel pour le renforcement de la tour aéroréfrigérante C. Le TFC a été modélisé en ajoutant deux couches d'éléments DKT représentant l'épaisseur du TFC sur 11 couronnes en conformité avec les plans de renforcement (Figure 3.30). Le comportement associé est élastique isotrope et les propriétés mécaniques du TFC sont données dans le Tableau 3.10. La Figure 3.31 montre le maillage obtenu après modélisation.

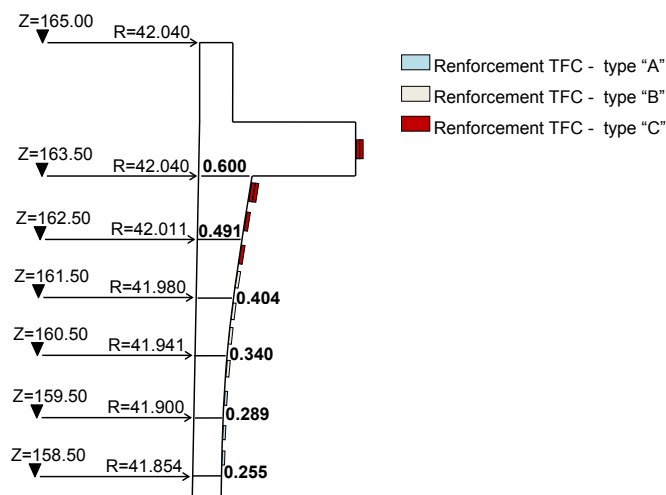
**Figure 3.30** Emplacement du renforcement TFC (Tour C)

Tableau 3.10 Caractéristiques du TFC

Module d'élasticité E_c [GPa]	165		
Epaisseur [mm]	1.2		
Type de TFC	A	B	C
largeur [mm]	50	80	100

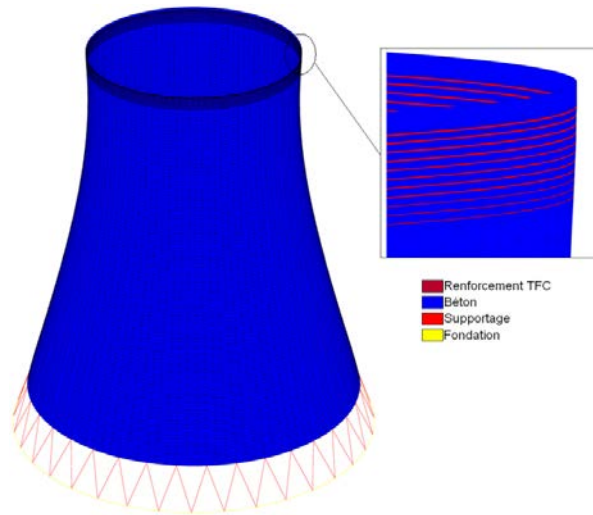


Figure 3.31 Maillage final (Tour C renforcée)

Le renforcement par TFC permet un gain significatif de 20% de la capacité portante de la structure, passant de G+2.0W à G+2.5W (Figure 3.32). Encore mieux, la rigidité initiale augmente également, ce qui est bénéfique pour l'intégrité de la structure. Comme le montre le Tableau 3.11, le renforcement par TFC retarde la plastification des armatures. Toutefois, le comportement du béton fissuré devient plus fragile. La Figure 3.33 montre les isovaleurs de déplacement radial au moment de la ruine.

Tableau 3.11 Évolution des paramètres caractéristiques (Tour C renforcée)

Tour C	Renforcée par TFC
Altitude du point le plus sollicité [m]	88.42
Coefficient λ multiplicateur de la charge de fissuration	1.3
Coefficient λ multiplicateur de la charge de plastification des armatures	1.9
Coefficient λ multiplicateur de la charge de ruine	2.5
Déformation max des aciers à la charge de ruine	1.12%

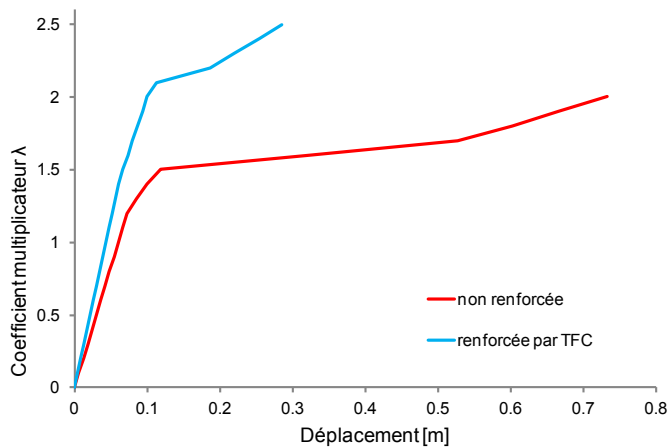


Figure 3.32 Courbe charge-déplacement (Tour C renforcée et non renforcée)

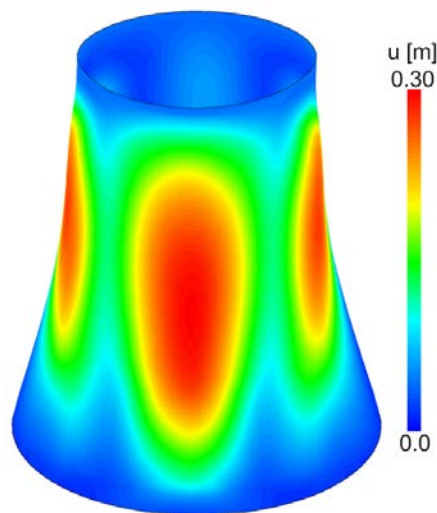


Figure 3.33 Isovaleurs de déplacement radial à G+2.5W (Tour C renforcée)

Deux autres configurations du renforcement TFC sont utilisées sur la tour A : les bandes TFC sont ajoutées à partir d'une hauteur de 40.47 m du sol, jusqu'au sommet de la tour et tout autour de la circonférence en épargnant le couronnement, cette hauteur représente le début d'accentuation des déplacements de la méridienne face au vent trouvé dans les calculs précédents [section 3.5.1]. Les bandes sont collées sur 41 couronnes de béton pour la première configuration et 27 couronnes pour la deuxième configuration. L'écart entre deux anneaux de TFC est de 1.5 m et de 3 m environ. La largeur des couronnes renforcées est de 1.5 m, ce qui correspond en réalité à 5 tissus TFC superposés de largeur nominale (section résistante du renfort) de 300 mm. Le TFC utilisé dans ces

configurations est beaucoup moins rigide que celui utilisé pour le renforcement de la tour C. Les propriétés orthotropes du matériau TFC sont montrées dans le Tableau 3.12. La loi de comportement du composite TFC qu'on utilise dans nos études est détaillée dans la Figure 3.34 tirée de l'avis technique du produit (AT, 2008), il s'agit du comportement classique du composite TFC à fibre HR. La Figure 3.35 illustre les structures renforcées.

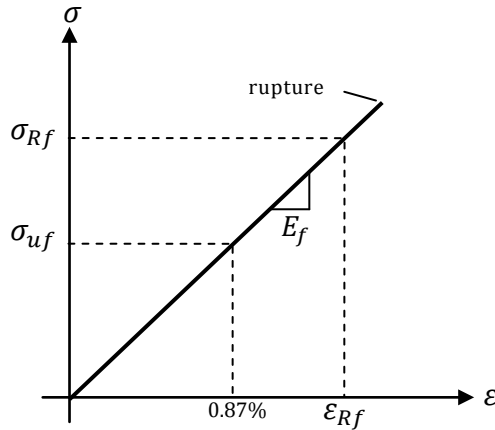


Figure 3.34 Loi de comportement du TFC (d'après AV, 2008)

σ_{Rf} : contrainte de rupture garantie du composite TFC

E_f : module élastique $\frac{\sigma_{Rf}}{\epsilon_{Rf}}$

ϵ_{Rf} : déformation de rupture garantie du composite TFC

σ_{uf} : contrainte de traction du TFC admissible à l'ELU

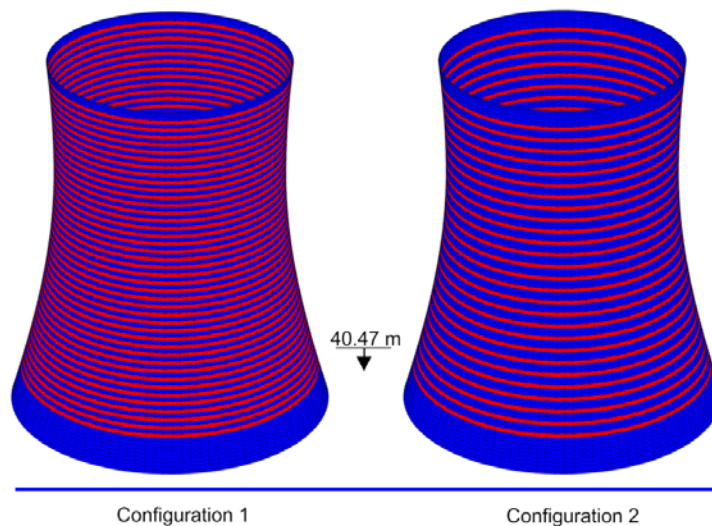


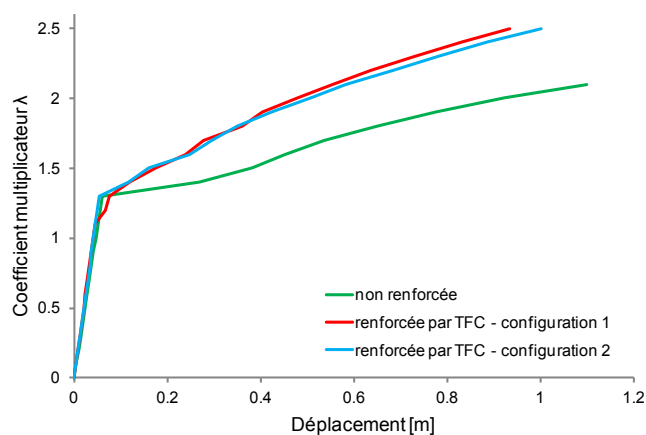
Figure 3.35 Tour A renforcée

Tableau 3.12 Caractéristiques du composite TFC

Module d'élasticité E_{c1} [GPa]	105
Module d'élasticité E_{c2} [GPa]	45
Epaisseur [mm]	0.48

Tableau 3.13 Évolution des paramètres caractéristiques (Tour A renforcée)

Tour A	configuration 1	configuration 2
Altitude du point le plus sollicité [m]	129.17	124.67
Coefficient λ multiplicateur de la charge de fissuration	1.4	1.4
Coefficient λ multiplicateur de la charge de plastification des armatures	1.8	1.8
Coefficient λ multiplicateur de la charge de ruine	2.5	2.5
Déformation max des aciers à la charge de ruine	1.06%	1.18%

**Figure 3.36** Comportement de la tour renforcée et non renforcée – point à 139.66 m d'altitude (Tour A)

La Figure 3.36 compare le comportement des structures renforcées par TFC et non renforcées. Les résultats montrent une baisse significative des déplacements dans les deux configurations présentées atteignant 50% au niveau du col de la coque. Au même temps la capacité portante a augmenté de 16% par rapport à la structure non renforcée par TFC. Les structures renforcées peuvent maintenant résister à une charge de $G+2.5W$

(voir le Tableau 3.13). La charge de fissuration et la rigidité initiale restent presque identiques. En comparant les courbes de comportement des deux configurations on peut conclure que le ratio de TFC de la configuration 2 (27 couronnes renforcées) est suffisant pour améliorer la capacité portante de la structure et de réduire les déplacements ; les déplacements de la méridienne face au vent à G+2.1W (charge de ruine de la tour A non-renforcée) sont présentés dans la Figure 3.37.

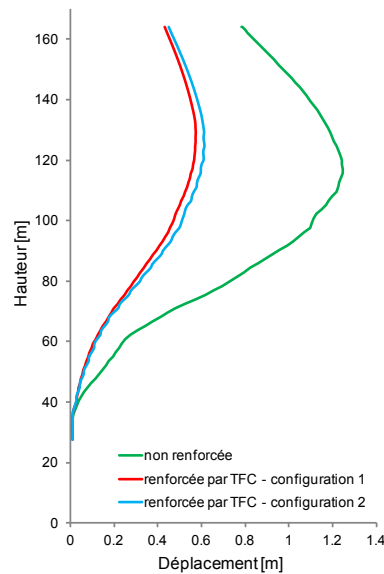


Figure 3.37 Comportement de la méridienne face au vent (Tour A)

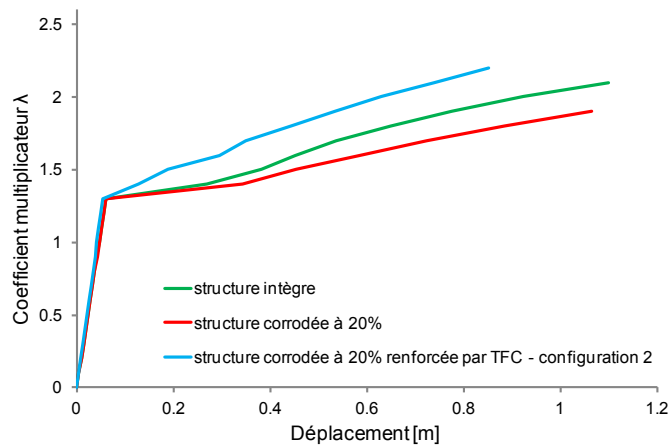


Figure 3.38 Comportement de la tour corrodée à 20% renforcée par composites (Tour A)

Enfin pour évaluer les avantages du TFC sur une structure endommagée, la tour corrodée à 20% est considérée. La configuration 2 détaillée ci-dessus est étudiée. Les résultats sont détaillés dans la Figure 3.38 et le Tableau 3.14. Le TFC restaure la capacité portante d'origine de la structure (structure intègre) et permet même d'améliorer celle-ci de 5% : la charge de ruine passe de G+1.9W à G+2.2W. La rigidité initiale augmente légèrement. La Figure 3.39 montre les déplacements radiaux de la méridienne face au vent à G+1.9W (charge de ruine de la tour A corrodée à 20%).

Tableau 3.14 Évolution des paramètres caractéristiques (Tour A corrodée + renforcée)

Tour A	Corrodée à 20% + renforcée
Altitude du point le plus sollicité [m]	124.67
Coefficient λ multiplicateur de la charge de fissuration	1.4
Coefficient λ multiplicateur de la charge de plastification des armatures	1.5
Coefficient λ multiplicateur de la charge de ruine	2.2
Déformation max des aciers à la charge de ruine	1.12%

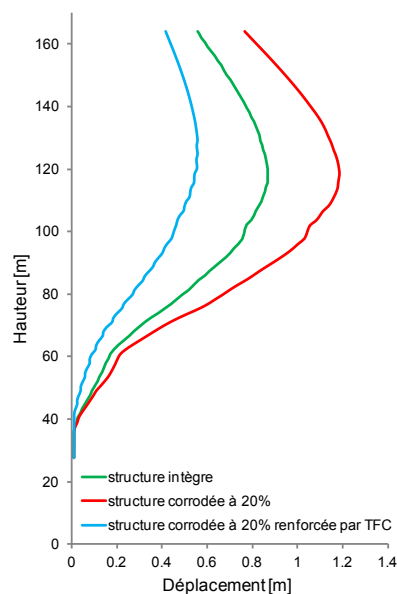


Figure 3.39 Comportement de la méridienne face au vent (Tour A corrodée à 20% + renforcée par TFC)

3.6 Conclusion

Bien que les problèmes spécifiques liés au vieillissement des coques des tours aéroréfrigérantes en béton armé soient pris en compte par le biais de simples hypothèses, ils offrent une perspective avantageuse où le concept d'un scénario de dégradation est introduit. L'étude paramétrique permet d'avoir des courbes charge-déplacement qui sont également des indicateurs de dommages à l'échelle globale de la structure.

La perte de la section transversale des barres d'armature induite par la corrosion conduit à une baisse de la charge associée à l'initiation de la fissure. Cela signifie que les charges du vent de service vont augmenter l'apparition et la propagation de fissures, renforçant ainsi le risque de vieillissement prématuré. Le degré de corrosion affecte fortement l'état ultime : 40% de corrosion induit une perte de 20% de la capacité portante de la structure. Cette estimation doit être revue afin de compenser la perte d'adhérence entre l'acier et le béton, qui est supposée parfaite dans nos calculs.

L'analyse numérique a montré que le vent semble potentiellement responsable de l'apparition de fissures. Sous cette action qui est certainement la sollicitation la plus sévère ; une simple augmentation de 20 ou 30% de la charge estimée par les règles CRT et NV 65 provoque la fissuration. L'effet du vent cyclique devrait également être envisagé, les résultats ont montré qu'une seule rafale de vent modifie de manière significative le comportement jusqu'à la ruine.

Enfin le renforcement par TFC est très bénéfique en termes de capacité portante. Cette dernière a augmenté de 20% par rapport à la structure non renforcée par TFC pour la tour C et de 16% sur les deux configurations alternatives de la tour A. Les déplacements ont baissé significativement atteignant 50% au niveau du col de la coque. Le renforcement par TFC permet également de restaurer et de dépasser de 5% la capacité portante d'une structure qui a perdu 20% de la section des barres d'armature. L'ajout de ce procédé est avantageux pour prolonger la vie des structures endommagées à condition de considérer un renforcement TFC non continu pour éviter de modifier l'équilibre hydrique établi après des années de services.

Partie 4

Étude de la robustesse de la tour A dans le cas d'une sollicitation sismique au-delà du dimensionnement conventionnel

4.1 Introduction

4.2 Analyse dynamique non linéaire sous séisme au-delà du dimensionnement

- 4.2.1 Description de la méthode d'analyse numérique
- 4.2.2 Analyse des modes propres
- 4.2.3 Description de l'action sismique
- 4.2.4 Introduction aux calculs paramétriques menés
- 4.2.5 Calculs linéaires en dynamique
- 4.2.6 Calculs non-linéaires en dynamique

4.3 Étude via la méthode spectrale sous séisme au-delà du dimensionnement

- 4.3.1 Introduction
- 4.3.2 Définition de l'action sismique
- 4.3.3 Modélisation et méthode de calcul
- 4.3.4 Résultats des calculs

4.4 Etude via la méthode de recombinaison modale temporelle

4.5 Comparaison des résultats

- 4.5.1 Comparaison « Recombinaison modale – Calcul spectral »
- 4.5.2 Comparaison « Recombinaison modale – Temporel direct »

4.6 Conclusion

4.1 Introduction

Ce chapitre a pour objectif l'étude du comportement de l'aéroréfrigérant A dans le cas d'une sollicitation sismique. Le séisme de référence est fourni par EDF-SEPTEN (Schmitt, 2012). Dans un premier temps nous détaillons les méthodes numériques utilisées, une deuxième partie regroupe les vérifications préliminaires qui ont été menées sur la structure avant le lancement du calcul sismique notamment l'analyse vibratoire et une étude paramétrique concernant l'effet du paramètre amortissement structurel. Enfin les résultats de différentes configurations de calcul sont détaillés et discutés dans la dernière partie de ce chapitre.

4.2 Analyse dynamique non linéaire sous séisme au-delà du dimensionnement

4.2.1 Description de la méthode d'analyse numérique

La méthode utilisée consiste à résoudre l'équation différentielle de mouvement (4.1) discrétisée dans le domaine spatial et continue en temps, qui mènera à la réponse non-linéaire dynamique exacte de l'analyse

temporelle *Non-Linear Response History Analysis* (NL-RHA). Cette procédure reste la plus fiable et rigoureuse pour calculer la réponse sismique des structures, mais très couteuse en temps de calcul quand on est en présence d'une structure complexe modélisée par la méthode aux éléments finis sous l'action sismique puisque l'intégration temporelle consiste à intégrer l'équation de mouvement en chaque pas de temps durant la sollicitation (Tataie, 2011).

$$m.\ddot{u} + c.\dot{u} + f_s(u, \text{sign } \dot{u}) = -m.i.\ddot{u}_g(t) \quad (4.1)$$

où m est la matrice de masse de la structure, c est la matrice d'amortissement visqueux qui suppose que la force d'amortissement est linéairement proportionnelle à la vitesse, $f_s(u, \text{sign } \dot{u})$ est la relation hystérétique entre la force latérale f_s et le déplacement latéral u . Cette force latérale dépend de l'histoire des déplacements au cours du temps de chargement. La partie droite de l'équation (4.1) représente les forces du séisme, où i est le vecteur orientant $\ddot{u}_g(t)$, $\ddot{u}_g(t)$ est l'accélération du séisme en fonction du temps.

Comme expliqué dans le travail de (Liu et Gorman, 1995), les propriétés d'amortissement d'un système peuvent varier en fonction de la conception de la structure ou du matériau utilisé. Dans n'importe quelle analyse de la réponse dynamique d'un système, les informations sur l'amortissement sont indispensables pour obtenir des résultats satisfaisants. Pour nos études, on retient un amortissement global de type Rayleigh qui est un cas particulier de l'amortissement de (Caughey, 1960). La notion d'amortissement Rayleigh (Figure 4.1) permet de définir la matrice d'amortissement c donnée par la formule (4.2) qui prend en compte deux amortissements proportionnels respectivement à la matrice de raideur k et à la matrice de masse de la structure m . Les coefficients de Rayleigh α et β sont calculés à partir des valeurs de l'amortissement pour deux pulsations déduites de deux fréquences choisies. Il s'agit d'un amortissement visqueux donné par une approximation raisonnable pour les petits niveaux d'amortissement. L'utilisation de cet amortissement entraînera par conséquent l'existence de véritables modes susceptible de découpler les équations du mouvement du système. L'avantage de l'amortissement de Rayleigh est qu'aucune modification n'est introduite dans les formes de mode et la réponse calculée est ainsi grandement simplifiée.

$$c = \alpha m + \beta k \quad (4.2)$$

Les valeurs de α et β pour deux modes qui ont le même taux d'amortissement ξ sont donnés par :

$$\alpha = \frac{2\xi\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad \text{et} \quad \beta = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \quad (4.3)$$

où ω_1 et ω_2 sont les pulsations des modes 1 et 2 respectivement.

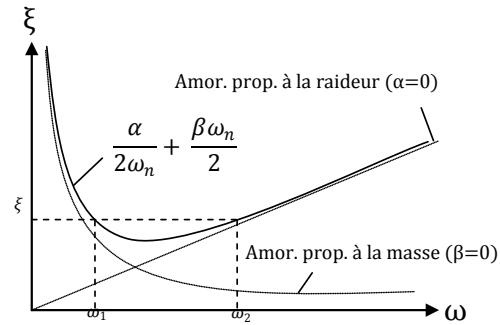


Figure 4.1 Amortissement de Rayleigh

4.2.2 Analyse des modes propres

Avant de lancer l'analyse sismique sur la tour A, une analyse vibratoire est menée afin de déterminer les fréquences fondamentales nécessaires au calcul des paramètres α et β . Les comportements associés aux matériaux dans cette analyse sont élastiques linéaires, nous avons cherché les 10 fréquences propres et modes propres de la structure dans le domaine des basses fréquences pour un intervalle compris entre [0 20Hz] ceci pour différentes configurations comme le précise le Tableau 4.1 récapitulatif ci-dessous.

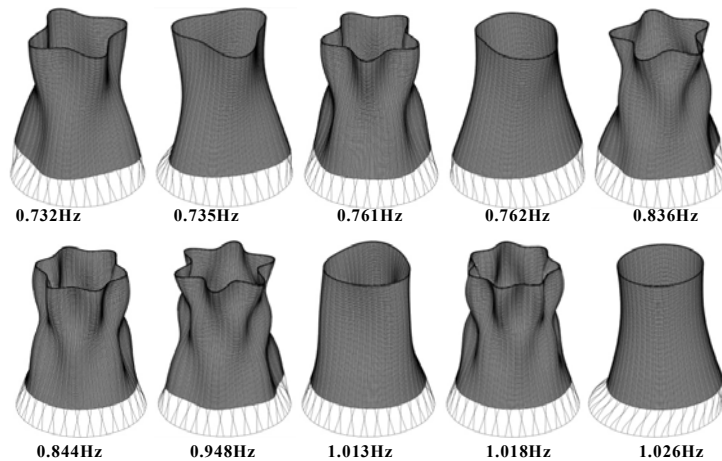


Figure 4.2 Modes propres de la variante 4

Tableau 4.1 Caractéristiques mécaniques des différentes configurations

Variante	Caractéristiques mécaniques du béton			
	1	2	3	4
Masse volumique ρ [Kg/m ³]	2500	2500	2500	2500
Module d'Young E [GPa]	15	30	15	30
Coefficient de poisson ν	0.2	0.2	0.2	0.2
	Caractéristiques mécaniques des aciers			
	Sans armatures	Sans armatures	0	0
			210	210
			0.3	0.3

Les résultats obtenus pour les différentes configurations sont détaillés dans le Tableau 4.2 suivant. Les dix premiers modes propres de la variante 4 sont illustrés dans la Figure 4.2.

Tableau 4.2 Fréquences fondamentales des modes propres

Fréquence \ Variante	1	2	3	4
Fréquence propre 1 [Hz]	0.515	0.728	0.521	0.732
Fréquence propre 2 [Hz]	0.540	0.763	0.523	0.735
Fréquence propre 3 [Hz]	0.566	0.801	0.541	0.761
Fréquence propre 4 [Hz]	0.675	0.955	0.541	0.762
Fréquence propre 5 [Hz]	0.697	0.986	0.598	0.836
Fréquence propre 6 [Hz]	0.700	0.990	0.604	0.844
Fréquence propre 7 [Hz]	0.721	1.020	0.673	0.948
Fréquence propre 8 [Hz]	0.779	1.102	0.722	1.013
Fréquence propre 9 [Hz]	0.792	1.121	0.726	1.018
Fréquence propre 10 [Hz]	0.887	1.254	0.731	1.026

4.2.3 Description de l'action sismique

Le chargement sismique impose à la structure de résister à plusieurs cycles de forte amplitude. Une structure convenablement dimensionnée doit pouvoir absorber l'énergie de l'excitation et la dissiper au travers de faibles endommagements. L'analyse dynamique non linéaire de la tour est

effectuée en la soumettant à sa base à des accélérations suivant les 3 directions X, Y et Z. Ces accélérations sont fournies par EDF. L'accélération maximale de ce séisme *Peak Ground Acceleration* (PGA) est $\|a\| = 1.246 \text{ m/s}^2$. Un coefficient de réduction égale à (2/3) est appliqué sur l'accélération dans la direction Z et un coefficient de majoration (0.2/0.12) est appliqué sur toutes les accélérations afin d'aller au-delà du dimensionnement. Les figures (Figure 4.3-Figure 4.7) montre la définition temporelle des séismes appliqués sans et avec majoration. Le Tableau 4.3 dresse les 5 jeux de combinaison utilisés dans les calculs au travers de ces trois accélérations caractéristiques.

Tableau 4.3 Combinaisons d'accéléérations

Combinaison	Direction X	Direction Y	Direction Z
1	Accélération 1	Accélération 2	Accélération 3
2	Accélération 2	Accélération 3	Accélération 4
3	Accélération 3	Accélération 4	Accélération 5
4	Accélération 4	Accélération 5	Accélération 1
5	Accélération 5	Accélération 1	Accélération 2

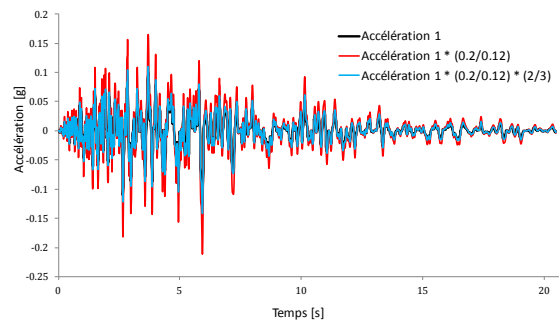


Figure 4.3 Accélérogramme 1

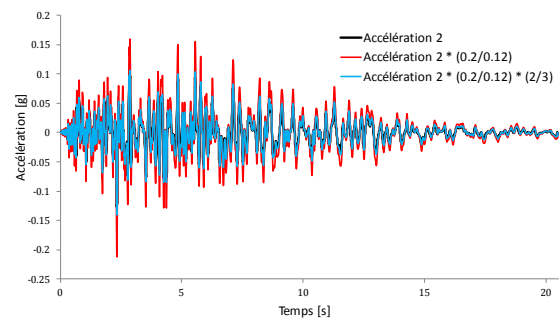


Figure 4.4 Accélérogramme 2

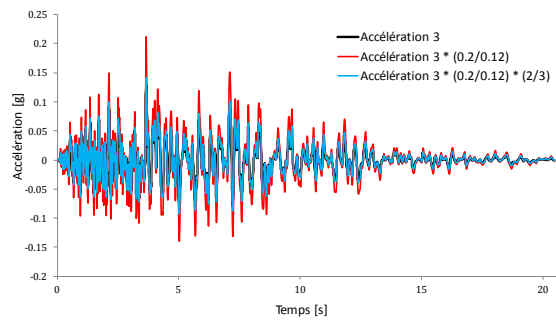


Figure 4.5 Accélérogramme 3

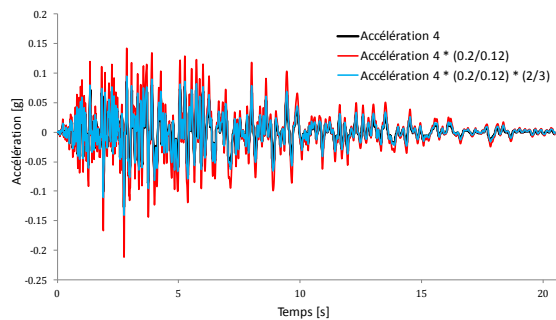


Figure 4.6 Accélérogramme 4

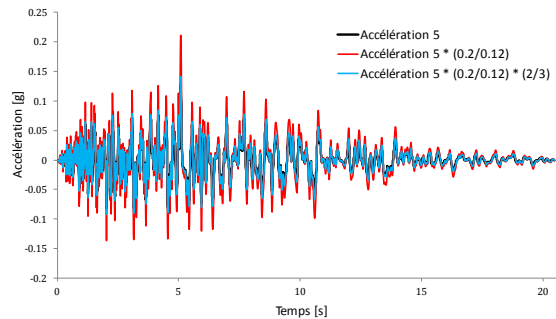


Figure 4.7 Accélérogramme 5

4.2.4 Introduction aux calculs paramétriques menés

Nous considérons tout d'abord dans une première partie de l'étude, uniquement la tour sur son supportage, nous ne tenons pas compte des bracons et du système de dispersion qui seront détaillés aux [sections 4.2.5.1 et 4.2.5.2]. Cette approche est très conservatrice, puisque ces éléments vont rigidifier le supportage en diminuant les déplacements en tête de poteaux. Pour cette première configuration, tour plus son

supportage, nous avons en premier lieu effectué un calcul dynamique en élastique, en considérant la sollicitation sismique. Cette configuration simplifiée va nous permettre d'étudier l'effet de différents paramètres tels que l'amortissement, ou le pas de temps de stockage des résultats, l'objet étant de vérifier que l'on ne filtre pas la réponse en écrêtant les pics. Cette configuration va nous permettre aussi de passer en revue les différentes configurations de charge liées aux différents jeux d'accélération, au nombre de 5, générées à partir du spectre.

Pour tous les calculs, l'histoire du chargement est comme suit ; après le chargement du poids propre appliqué en une seconde, le chargement sismique est appliqué suivant les 3 axes (U_x , U_y , U_z) et dure 20.47 s. On effectue le calcul (résolution des équations dynamiques) chaque 0.005 s et on enregistre les déplacements de la coque chaque 0.02 s. Rappelons que la méthode est implicite et donc inconditionnellement stable, cependant on devra vérifier, que le « filtre implicite » induit par le stockage de la réponse obtenue tous les 0.02 s ne conduit pas à écrêter les pics en déplacement. La précision de calcul utilisée est égale à 10^{-4} . Le Tableau 4.4 représente les caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier utilisées lors du calcul.

Tableau 4.4 Caractéristiques mécaniques

	Béton	Acier
Masse volumique ρ [Kg/m ³]	2500	/
Module d'Young E [GPa]	30	210
Coefficient de poisson ν	0.2	0.3

Nous résumons ci-dessous les résultats obtenus et leurs interprétations, les détails de ces calculs sont présentés en annexes [Annexe A1].

4.2.4.1 Effet de l'amortissement (2, 5 et 7%)

Le but est de voir l'influence de l'amortissement sur les résultats, nous avons choisi trois valeurs d'amortissement communément utilisés dans les calculs sismiques (2%, 5% et 7%). La valeur de 2% est en fait retenue pour un calcul non linéaire matériau, elle suppose donc un amortissement pris en compte à l'échelle de la loi de comportement du matériau. Les valeurs de 5% ou 7% sont en général retenues dans le cas d'une approche élastique, la valeur de 5% est préconisée par la norme européenne Eurocode 8 [EN

1998-1 2005] alors que la valeur de 7% est préconisée par l'autorité de sûreté nucléaire (ASN).

Les résultats [Annexe A1.1] montrent que les déplacements radiaux atteignent 3.13 cm au sommet de la structure pour un amortissement de 2%, on note 2.61 cm pour 5% d'amortissement et 2.33 cm à 7% d'amortissement.

À la base de la coque, le déplacement radial atteint 5.64 cm à 2% d'amortissement, 4.61 cm à 5% d'amortissement et 4.11 cm pour un amortissement de 7%. Les déplacements s'accroissent en réduisant l'amortissement de la structure comme logiquement attendu.

Au bilan, les déplacements maximaux enregistrés restent faibles par rapport à l'élancement de la structure. Les contraintes restent très en deçà de la limite en compression du béton. Une règle très conservatrice du cumul des contraintes maxi (on recherche le max de chaque effort et moment et on les cumule bien qu'ils ne soient pas appliqués sur le même poteau), conduit à des contraintes en traction de l'ordre de 15 MPa, montrant que la fissuration du béton est atteinte, cette valeur reste cependant une estimation par excès, en ce sens que la règle de cumul des efforts est systématique même si les efforts sont antagonistes.

4.2.4.2 Effet filtre lié au pas de temps de la sauvegarde

Dans ce calcul nous avons utilisé les mêmes paramètres du calcul précédant avec un amortissement de 2%, cependant on raffine la discrétisation temporelle afin de vérifier que l'on n'affecte pas les résultats (pic de déplacement ou contrainte lissée). Le pas de temps retenu pour le calcul est de 0.005 s et on sauvegarde chaque 0.01 s. Après le chargement du poids propre en 1 s nous calculons la réponse de la structure jusqu'à 14 s seulement, notre objectif est de diminuer le temps de calcul, sachant que les pics d'accélération et l'essentiel du séisme est appliqué en deçà des 14 s. Les résultats sont détaillés dans l'annexe [A1.2]. Les déplacements radiaux max au sommet et à la base de la coque trouvés dans le calcul ou le pas de temps sauvé est égale à 0.01 s sont identiques à ceux du calcul précédent (sauvegarde toutes les 0.02 s).

Un deuxième calcul est mené, pour lequel tout est identique au précédent (2% d'amortissement, et la réponse de la structure est calculée toutes les 0.005 s) mais la sauvegarde est faite toutes les 0.005 s. Idem, après le chargement du poids propre en 1 s nous calculons la réponse de la structure jusqu'à 14 s seulement. Les résultats sont détaillés dans l'annexe [A1.2]. Les déplacements radiaux max au sommet et à la base de la coque trouvés dans le calcul ou le pas de temps sauvé est égale à 0.005 s sont identiques à ceux du calcul précédent (sauvegarde toutes les 0.02 s). Ceci

nous permet de conclure que le choix du pas de temps de sauvegarde n'introduit pas de biais (effet filtre quant aux pics de déplacement).

4.2.4.3 Différentes combinaisons de charges sismiques

Jusqu'à présent nous n'avons utilisé que le premier jeu de combinaison détaillé dans le Tableau 4.3 précédent. Dans cette partie nous avons mené des calculs élastiques sur les 5 combinaisons de charge, les lois de comportement adoptées pour la coque et le supportage sont considérées élastiques et l'amortissement est fixé à 2% et appliqué suivant la méthode de Rayleigh.

Les résultats [Annexe A1.3] montrent qu'en terme de déplacement la combinaison 5 est la plus défavorable, sous cette sollicitation on enregistre le plus grand déplacement radial au sommet de la coque, soit 2.98 cm, et en bas de coque avec 5.61 cm. Les déplacements restent faibles au vue de l'élancement de la structure, et la pérennité de la structure est garantie pour ces seuils de déplacements. Ces premiers résultats montrent que le point faible reste l'interface coque/supportage, le déplacement le plus important se situant à ce niveau. Le seuil atteint va sans doute induire une fissuration localisée, mais au vue de l'amplitude, on ne risque que l'apparition de fissure et non un endommagement important à ce niveau. Afin d'évaluer plus précisément le comportement à l'interface, il est nécessaire de considérer des modèles non linéaires qui vont permettre de gérer la fissuration, la perte de rigidité induite, et les redistributions de contraintes associées. Ces calculs non linéaires font l'objet des paragraphes suivants, ils permettront d'évaluer plus précisément les déplacements en tête de coque et à sa base, ainsi que la fissuration potentielle voir son évolution.

4.2.5 Calculs linéaires en dynamique

4.2.5.1 Coque et supportage (poteaux et bracons) sans système de dispersion

Dans cette partie nous avons ajouté les bracons et les tirants à la modélisation, conformément aux plans de coffrage (Figure 4.8). Les bracons sont modélisés par des éléments poutres avec une section carrée de $1.1 \times 1.1 \text{ m}^2$ possédant les mêmes caractéristiques de béton que les poteaux en X. Les tirants sont modélisés en éléments poutres avec une section de $0.4 \times 0.5 \text{ m}^2$. Le nouveau maillage est présenté sur la Figure 4.9. L'amortissement est de 2% sur les deux premiers modes conformément à la méthode de Rayleigh.

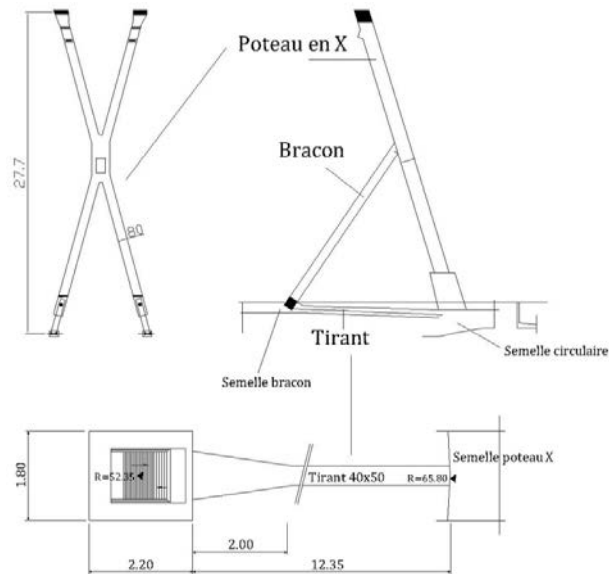


Figure 4.8 Schéma du supportage de la coque

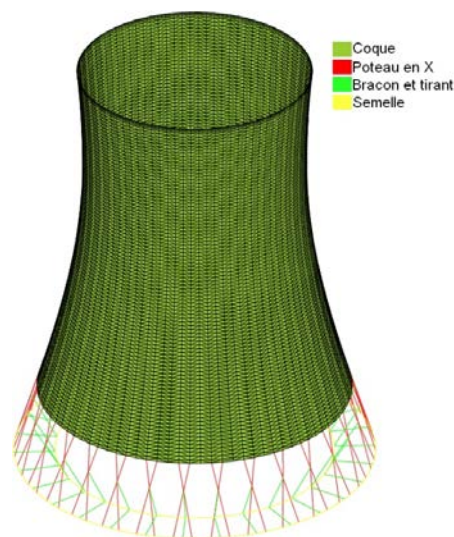


Figure 4.9 Maillage de la structure (avec bracons et tirants)

Les résultats (Figure 4.10) montrent qu'on atteint un déplacement radial max de 2.87 cm au sommet de la coque, ce déplacement est plus faible que celui enregistré sur la structure sans bracons. Le déplacement radial en bas de coque (tête de poteaux) passe de 5.64 cm pour la configuration sans bracon, à 4.09 cm pour la configuration avec bracons. Ces résultats montrent l'apport bénéfique des bracons qui induisent une rigidification de la structure. Il faut noter qu'un 2ème calcul a été mené sans tirants et avec des appuis rotulés au niveau de la fondation des

bracons, les résultats sont similaires. L'ensemble des résultats en élastique, montrent que les déplacements atteints restent faibles au vue de l'élancement de la structure, sa pérennité n'est donc pas remise en cause au vue de ses résultats.

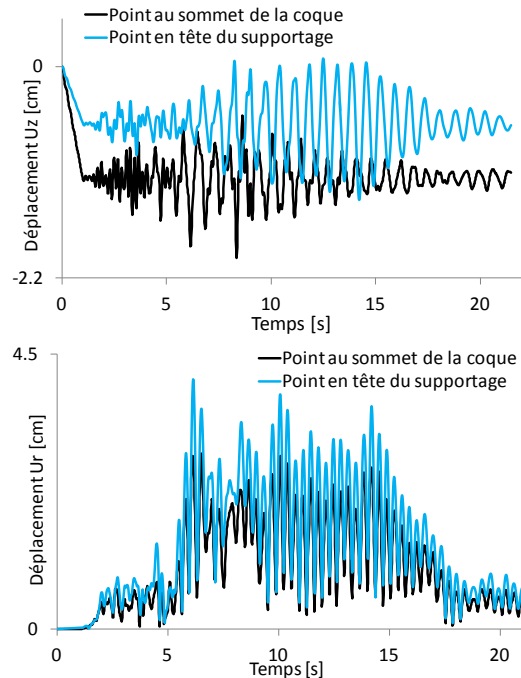


Figure 4.10 Comparaison de l'histoire des déplacements axiaux (U_z) et radiaux (U_r) aux sommets de la coque et du supportage

4.2.5.2 Coque et supportage (poteaux et bracons) avec dispersion

Dans cette partie nous avons ajouté le système de dispersion (Figure 4.11) au supportage. Les structures de dispersion sont composées :

- d'un portique « supérieur » en béton armé constitué d'un bassin d'eau chaude (altitude 21.50 m) et d'une couverture tronconique reposant sur un réseau poteau/poutre. La structure des portiques « supérieurs » diffère selon qu'il s'agisse des tranches 1/2 d'une part et des tranches 3/4 d'autre part.
- d'un portique « inférieur » en béton haute performance et précontraint situé sous le bassin d'eau chaude (à une altitude de 12.15 m) constitué également d'un réseau poteau/poutre. Ce portique inférieur a été rajouté dans un second temps dans le cadre de travaux de renforcement. Enfin, deux tulipes d'amenée d'eau, diamétralement opposées, sont présentes.

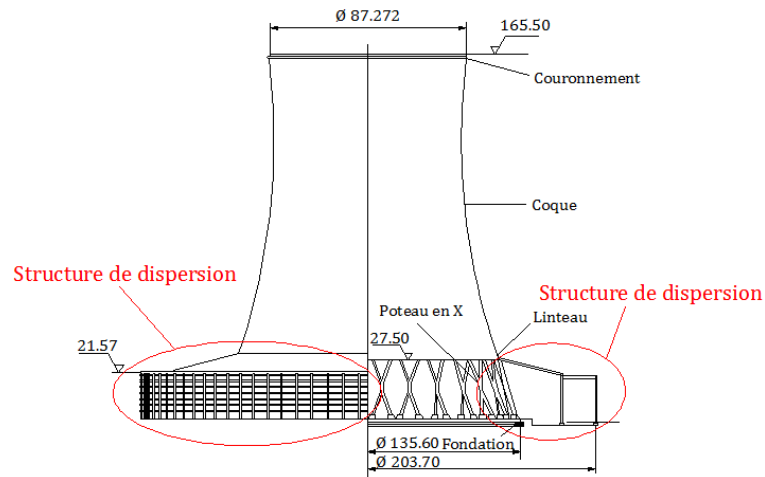


Figure 4.11 Système de dispersion

Dans cette modélisation, nous n'avons pris en considération que le portique « supérieur » des tranches 1/2 (Figure 4.12). Ce choix est conservatif, l'apport en rigidité du portique inférieur et des tulipes, ne sont pas pris en compte. Ce portique en béton armé est modélisé à l'aide d'éléments poutres, nous retenons une loi de comportement élastique, les résultats in fine montrent la pertinence de cette hypothèse. Les éléments structuraux et leurs dimensions respectives prises dans ce calcul sont présentés dans le Tableau 4.5. Le nouveau maillage est présenté sur la Figure 4.13.

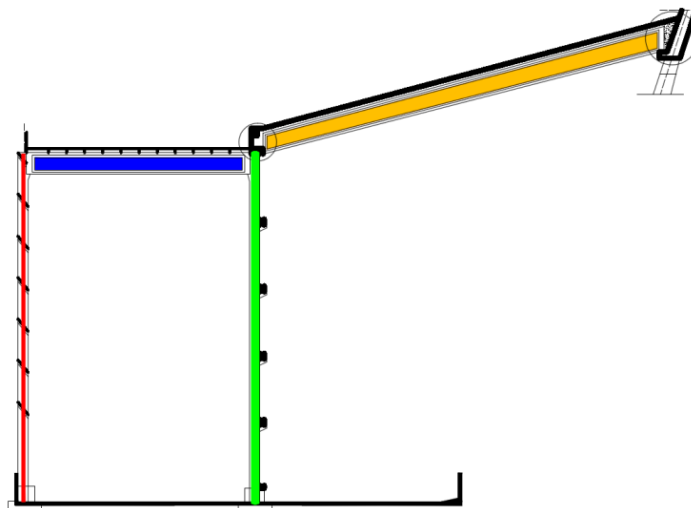
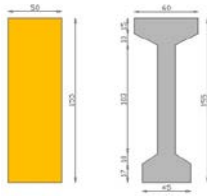
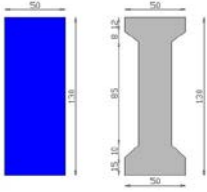
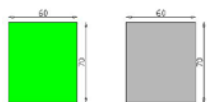
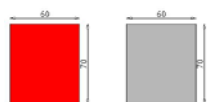


Figure 4.12 Portique supérieur

Tableau 4.5 Éléments structuraux adaptés

Éléments structuraux	Section [cm]	Modélisation / In situ
Poutre toiture tronconique	155*50	
Poutre bassin d'eau chaude	130*50	
Poteau intérieur sous bassin d'eau chaude	70*60	
Poteau extérieur sous bassin d'eau chaude	70*60	

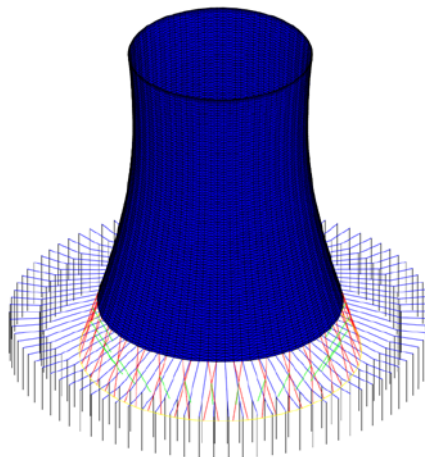


Figure 4.13 Maillage de la structure avec système de dispersion

L'objet ici est de comparer le comportement de la structure avec et sans le système de dispersion, en adoptant de façon similaire au modèle précédent, un comportement linéaire de la coque et de son supportage et des bracons, et le même amortissement de 2% (Rayleigh). La structure de dispersion est aussi considérée comme élastique linéaire. La combinaison choisie est la plus défavorable (combinaison 5). Les résultats sont détaillés dans les figures (Figure 4.14-Figure 4.17).

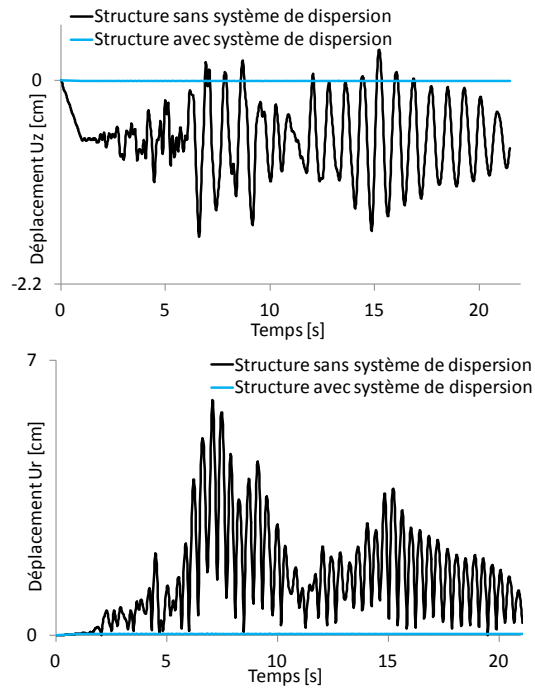


Figure 4.14 Comparaison de l'histoire des déplacements axiaux et radiaux des structures sans et avec système de dispersion au sommet du supportage

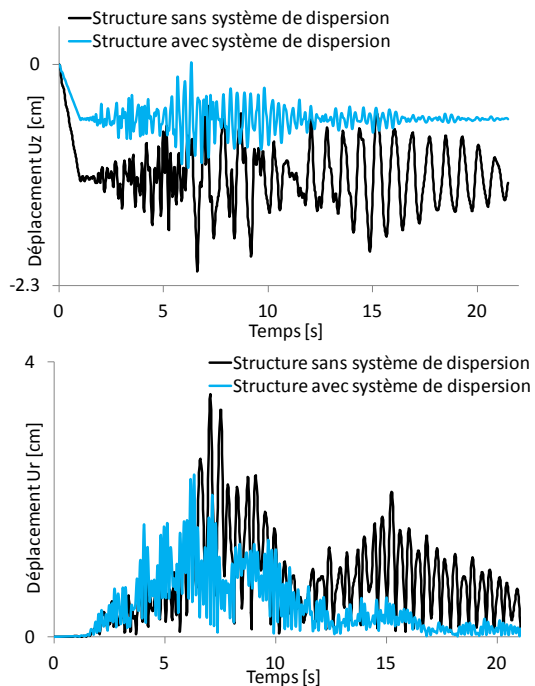


Figure 4.15 Comparaison de l'histoire des déplacements axiaux et radiaux des structures sans et avec système de dispersion d'un point au sommet de la coque

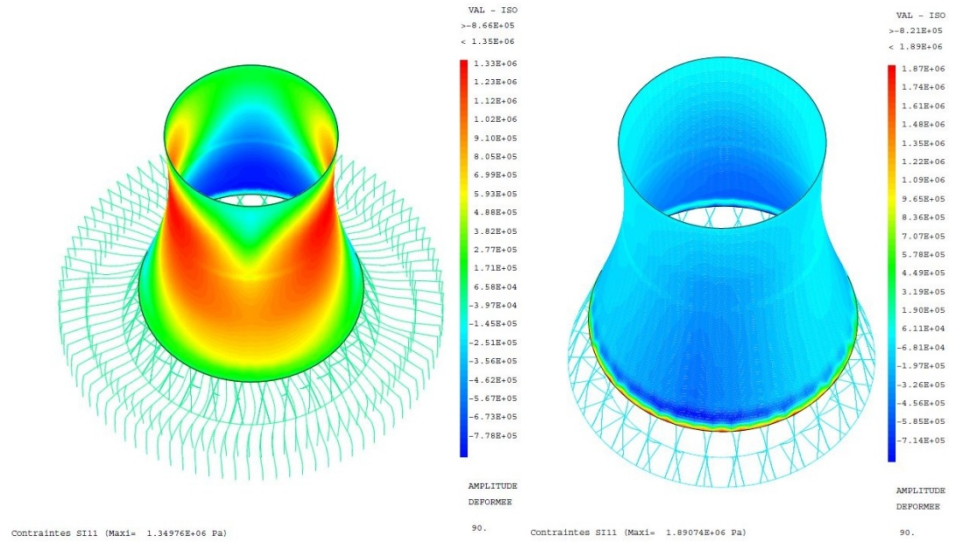


Figure 4.16 Isovaleurs de contrainte de traction maximale (avec et sans système de dispersion)

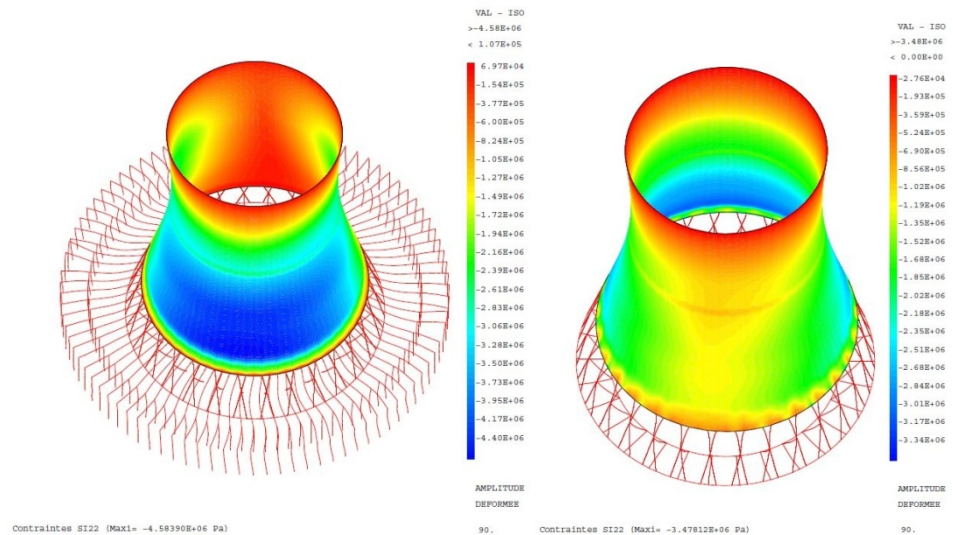


Figure 4.17 Isovaleurs de contrainte de compression maximale (avec et sans système de dispersion)

On remarque, qu'au niveau de la coque, les contraintes restent globalement très faibles. La contrainte de traction max (1.35 MPa) reste petite en deçà du seuil de fissuration, la contrainte de compression max (4.58 MPa) reste aussi très faible comparativement aux caractéristiques du matériau.

L'ajout de la structure de dispersion au niveau du supportage, est très bénéfique. On confirme un rôle rigidificateur avec une diminution nette

des déplacements. Par ailleurs on constate un comportement plus « lissé » avec des déplacements plus homogènes sur toutes les parties de la structure. Le supportage ayant gagné en rigidité, les déplacements sont d'une part plus faibles, d'autre part le saut ou step dû à la différence de rigidité importante entre la coque et le supportage est ici inhibé. Le déplacement max au sommet passe de 2.87 cm à 2.38 cm, la baisse est plus significative au point bas de la coque qui passe de 4.09 cm à 0.4 mm. Les contraintes dans la coque sont légèrement plus importantes, celles sur le supportage et la dispersion sont plus faibles comparées aux calculs précédents, on peut expliquer cela par le fait que l'on a une meilleure distribution d'efforts qui ne sont plus concentrés en têtes de poteaux. La distribution des déplacements est plus progressive, augmentant du bas au haut de la structure, l'interface coque/supportage n'étant plus sollicitée de façon excessive comme dans le modèle précédent (sans dispersion). Les structures associées à la « dispersion » permettent donc une meilleure redistribution des efforts à la base de la coque.

Au vu des résultats, la prise en compte des non-linéarités matériau au niveau du supportage est nécessaire afin de conclure définitivement sur la fissuration ou pas de cette partie de la structure, aux redistributions d'effort induites et à l'accroissement éventuelle des déplacements en tête de supportage qui serait induit par la perte de rigidité (fissuration). En effet le comportement en poutre cantilever observé peut être remis en cause si des dommages apparaissent sur le supportage, plus particulièrement à la jonction supportage-coque, cela pourrait effectivement amplifier les déplacements de la coque, et de façon implicite accélérer l'endommagement à l'interface coque/supportage lors des cycles successifs.

4.2.6 Calculs non-linéaires en dynamique

Dans cette partie, nous traitons l'effet de la non linéarité matériau, béton et armatures. L'endommagement du béton par fissuration, peut en effet dégrader la rigidité induisant de plus grandes flèches et implicitement accélérer l'endommagement au cours des cycles de charge. Il est donc important de juger de cet effet, par ailleurs, le calcul non linéaire permet aussi de localiser proprement les zones de dommages et surtout la possible évolution des dommages lors du séisme, avec notamment les redistributions de contraintes associées à ces dommages.

En premier lieu un calcul non-linéaire sans bracons et dispersion a été mené [voir Annexe A1.4], l'objet est d'analyser le comportement dans un cas très conservatif, où l'on accentue la faiblesse au niveau du supportage en considérant que la dispersion est absente, et encore plus pessimiste en ne considérant pas les bracons. Les résultats de ce calcul

montrent que la structure se comporte de la même façon que pour la configuration élastique, sachant que nous avons bien maintenu l'amortissement de 2% pour les deux calculs afin de pouvoir comparer uniquement l'effet de la non-linéarité matériau, qui revient ici essentiellement à traiter proprement de la fissuration. Cela est dû au fait que la coque ne se fissure que légèrement sur la partie inférieure dans une zone confinée qui correspond au contact avec le supportage. Les déplacements max des deux calculs sont enregistrés au même pas de temps de calcul et sont pratiquement identiques dans les 2 cas. Le déplacement radial max au sommet de la coque atteint 3.13 cm pour le modèle élastique et 3.19 cm pour le modèle non-linéaire, et nous notons 5.64 cm à la base de la coque pour le modèle élastique et 5.63 cm pour le modèle non-linéaire. Le calcul non linéaire confirme que l'intégrité de la structure n'est pas remise en cause, on atteint uniquement le tout début de fissuration, et cette fissuration se produit à la base de la coque (interface supportage/coque) et y reste confinée. Rappelons cependant que ce calcul est conservatif, car les bracons et tirants ne sont pas ici pris en compte. C'est l'objet du calcul suivant, pour lequel les bracons et tirants seront modélisés. Rappelons aussi que l'approche reste conservative, du fait que la liaison coque/supportage se fait au travers d'un seul nœud, concentrant ainsi la diffusion des efforts à ce niveau. La concentration de contrainte induite est sans doute aussi un artefact du modèle retenu, n'étant pas excessive, nous n'avons pas jugé utile d'améliorer le modèle à ce niveau. Enfin soulignons, que le calcul élastique devrait considérer un amortissement de 7% (selon l'ASN) et de 5% selon l'Eurocode, nous avons pris 2% pour garantir une approche très conservative, mais aussi pour pouvoir comparer au non linéaire pour lequel la valeur de 2% est généralement préconisée. Il est important de rappeler que la valeur de 2% en non linéaire suppose que la loi matériau béton-armé dissipe (présente des boucles d'hystérésis) de façon intrinsèque, le modèle que nous avons retenu (Béton-INSa) dissipe en fait très peu, il est donc conservatif.

4.2.6.1 Non linéarité de la coque seule (poteaux + bracons en linéaire)

Dans cette partie, nous considérons une loi de comportement non linéaire du béton pour la coque, le reste de la structure, le supportage avec les bracons, est considéré élastique (dissipation 2%). Par ailleurs, nous considérons les deux combinaisons d'accélération les plus sollicitantes, à savoir les combinaisons 1 et 5. L'objet ici est de comparer le comportement de la structure soumise à 2 combinaisons de charge différentes, en adoptant un comportement non-linéaire de la coque et élastique au niveau du supportage et des bracons.

Les figures (Figure 4.18 et Figure 4.19) montre les zones où le béton a atteint le critère de fissuration, ce qui correspond au temps 5.14 s, pour lequel le déplacement U_r est maximal au sommet du supportage, et pour le temps 5.5 s pour lequel le déplacement U_r est maximal au sommet de la coque (combinaison 5). Les résultats montrent que les fissures apparaissent uniquement à la base de la coque (partie en contact avec le supportage), cela est en concordance avec les premières observations faites sur la base des calculs élastiques [partie 4.2.5]. L'analyse des déplacements (Figure 4.20 et Figure 4.21) et la déformée de la tour, nous permettait de conclure que la coque se déplaçait comme un corps rigide induisant un gradient à l'interface coque-supportage. Nous rappelons aussi que la liaison coque-supportage est assurée via un seul nœud, accentuant la localisation des efforts (faible redistribution) les résultats sont donc conservatifs de ce point de vue (on accentue la localisation). Les seuils de contrainte atteints restant faibles, nous estimons que le modèle est suffisamment prédictif même à ce niveau.

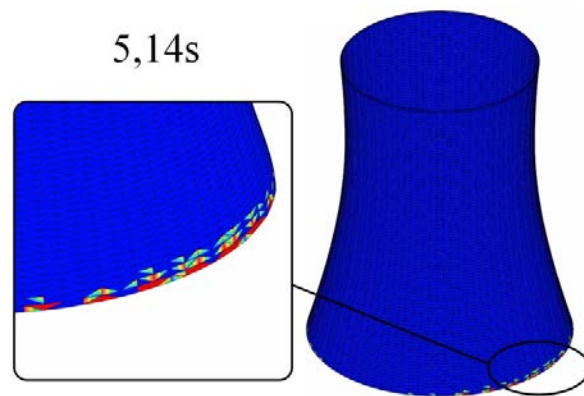


Figure 4.18 Fissuration de la coque à 5.14 s (combinaison 5)

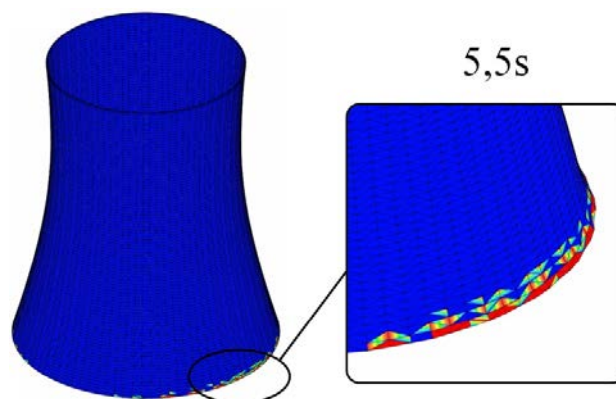


Figure 4.19 Fissuration de la coque à 5.5 s (combinaison 5)

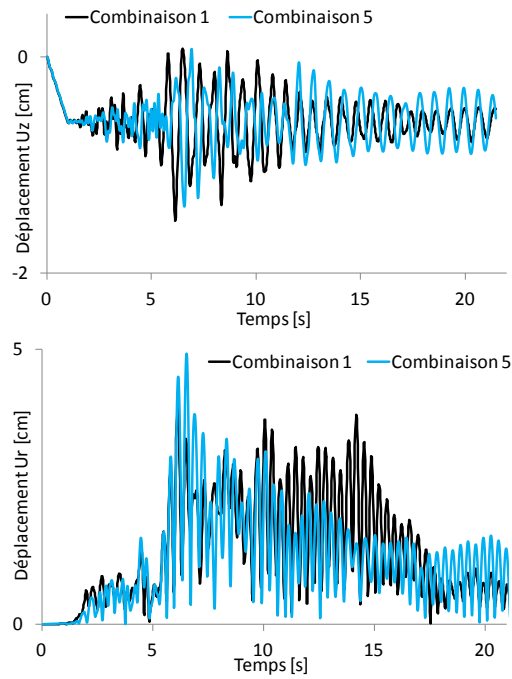


Figure 4.20 Comparaison de l'histoire des déplacements axiaux et radiaux au sommet du supportage (Combinaisons 1 et 5)

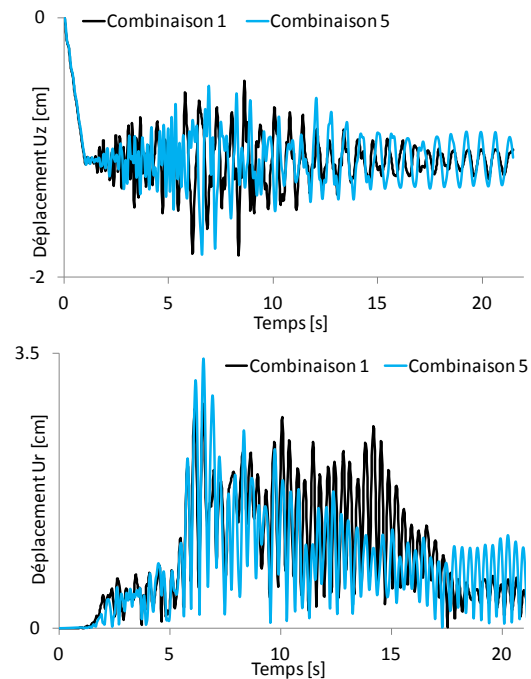


Figure 4.21 Comparaison de l'histoire des déplacements axiaux et radiaux au sommet de la coque (Combinaisons 1 et 5)

Pour ce calcul considérant la coque seule en non linéaire matériau, on note pratiquement les mêmes résultats que pour le calcul où tout est considéré élastique (coque + supportage + bracons). Sur la base de ces résultats, une modélisation du supportage en prenant en compte les non-linéarités « matériau » semble nécessaire, elle permettrait de tenir compte de l'endommagement éventuel (au niveau du supportage) et donc pourrait conduire à des déplacements plus importants sur la coque.

Au bilan de tous ces premiers résultats, tous les calculs menés confirment que l'état de contrainte sur la coque reste très faible, il n'y a à ce niveau aucun risque de dommage (pas de fissuration ou compression excessive du béton). Le point de faiblesse (uniquement en termes de traction et donc de fissuration), reste confiné au niveau des poteaux de supportage, voir à l'interface coque et poteaux de supportage. Ceci confirme donc la nécessité de mieux appréhender les redistributions de contrainte dues à l'apparition de ces fissures, ce qui permettrait aussi de mieux estimer les déplacements à la base de la coque et au sommet de la coque.

Nous pensons aussi que le système de dispersion (non pris en considération dans ces calculs) peut être bénéfique avec une rigidification du comportement du supportage permettant ainsi d'inhiber la fissuration observée à l'interface coque/supportage.

4.2.6.2 Non linéarité de la coque seule (poteaux + bracons + dispersion en linéaire)

L'objet ici est d'une part de comparer les deux calculs linéaire et non-linéaire sur la structure avec dispersion. Dans le cas non linéaire, seule la coque a un comportement non-linéaire le reste (supportage + bracons + dispersion) est élastique. D'autre part, de comparer les deux cas avec et sans dispersion, sachant que pour les deux configurations la coque est modélisée en non linéaire et le reste (supportage + bracon dans un cas, et supportage + bracons + dispersion dans l'autre) est considérée élastique.

Les résultats comparant le cas tout élastique (coque + supportage + bracons + dispersion) et le cas coque non linéaire et le reste (supportage + bracons + dispersion) en élastique, sont détaillés dans les figures (Figure 4.22 et Figure 4.23).

Les résultats entre les deux configurations étudiées restent assez similaires. La prise en compte de la fissuration de la coque permet en fait de réduire légèrement les déplacements en tête de coque. Ceci confirme que l'endommagement par fissuration est juste atteint, il reste limité et ne propage pas.

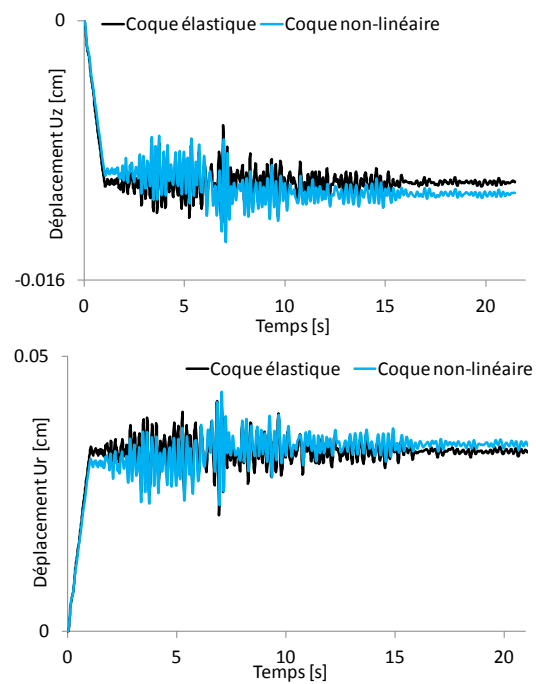


Figure 4.22 Comparaison de l'histoire des déplacements axiaux et radiaux au sommet du supportage (Coque élastique et coque non-linéaire)

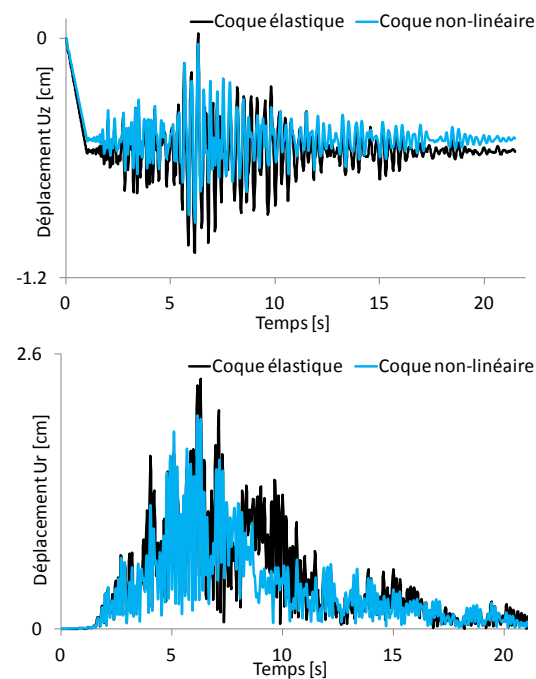


Figure 4.23 Comparaison de l'histoire des déplacements axiaux et radiaux au sommet de la coque (Coque élastique et coque non-linéaire)

Comparativement au modèle sans dispersion, les deux calculs ici analysés (coque + supportage + bracons + dispersion en linéaire, et coque en non linéaire avec supportage + bracons + dispersion en linéaire) confirme l'apport rigidifiant de la dispersion qui permet de réduire drastiquement les déplacements en bas de coque. Les figures (Figure 4.24 et Figure 4.25) représentent la fissuration de la coque au pas de temps 6.06 s (déplacement U_r max au sommet du supportage) et 5.16 s (déplacement U_r max au sommet de la coque).

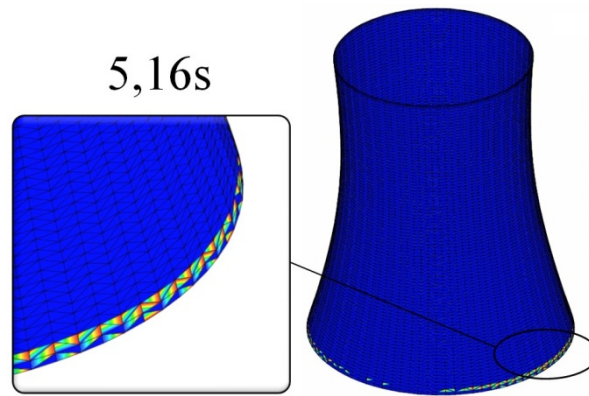


Figure 4.24 Fissuration de la coque à 5.16 s (combinaison 1)

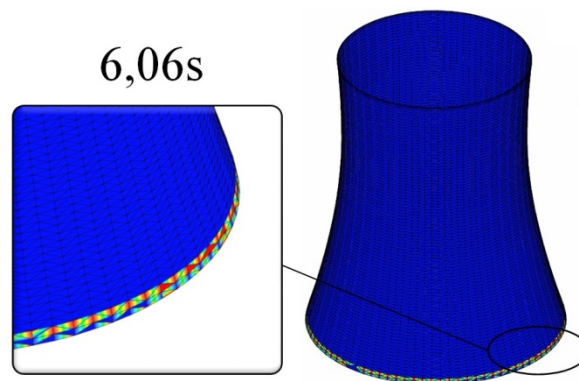


Figure 4.25 Fissuration de la coque à 6.06 s (combinaison 1)

4.2.6.3 Non linéarité des poteaux seuls (coque + bracons en linéaire)

Dans les calculs du paragraphe précédent nous avons envisagé un comportement non linéaire du béton de la tour, car il s'agissait de mieux appréhender le comportement de l'interface coque/supportage, le reste étant considéré élastique. Dans cette partie, nous considérons un comportement plus réaliste du supportage de la structure, permettant plus précisément l'endommagement du matériau béton à ce niveau. La modélisation ici

développée prend donc en considération les non-linéarités matériau au niveau du supportage, le maillage à ce niveau étant essentiellement 1D, nous utilisons les lois phénoménologiques « Béton_Uni » et « Menegotto Pinto » disponibles au sein du code Cast3M qui permettent de reproduire le comportement mécanique des fibres de béton et d'acier sous chargements cycliques. La section des poteaux est la même que pour les calculs précédents ($1.25 \times 0.80 \text{ m}^2$). Pour le ferrailage nous avons adopté 20 barres HA40 par poteau de supportage avec une épaisseur d'enrobage de 3 cm (Figure 4.26).

Les paramètres des matériaux constitutifs des différentes autres parties de la structure sont les mêmes que ceux pris lors des calculs élastiques précédents. On adopte un comportement élastique pour la coque et les bracons.

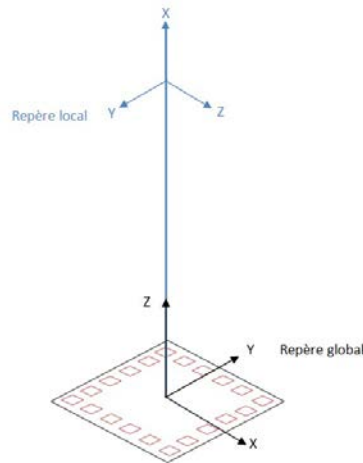


Figure 4.26 Modélisation de la section en fibres de béton et d'acier

4.2.6.3.1 Modèle uni-axial

Le modèle uni-axial nommé « Béton_Uni » (Figure 4.27) dans le code Cast3M permet de représenter le comportement du béton sous chargement cyclique. Les phénomènes d'adoucissement en compression et en traction, l'effet de confinement et le comportement unilatéral du béton caractérisé par la refermeture de fissures sont pris en compte.

La non linéarité du béton en compression s'exprime par une loi comprenant deux parties (Hognestad, 1951) : une partie parabolique croissante jusqu'au pic en compression suivie d'une droite descendante représentant l'adoucissement. Pour le béton confiné, une troisième partie est considérée après l'adoucissement et avant la ruine : il s'agit d'un plateau de pente zéro avec une contrainte résiduelle non nulle. La contrainte

résiduelle pour cette nouvelle branche selon (Park *et al.*, 1982) est estimée à 20% de la contrainte maximale.

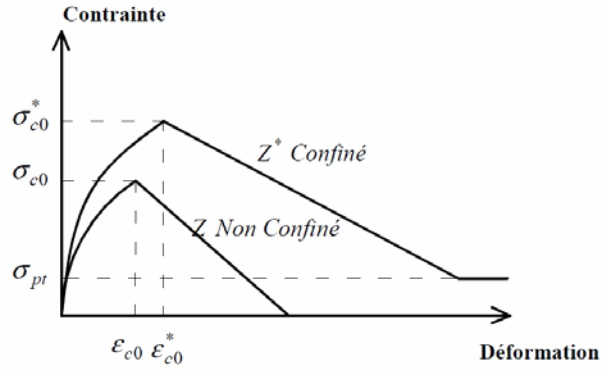


Figure 4.27 Loi en compression pour le modèle de comportement « Béton_Uni »

Les trois parties sont définies par les expressions suivantes :

$$\begin{aligned} \frac{\sigma}{\sigma_{c0}} &= \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \left(2.0 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \right) \quad 0 < \varepsilon < \varepsilon_{c0} \\ \frac{\sigma}{\sigma_{c0}} &= 1.0 + Z (\varepsilon - \varepsilon_{c0}) \quad \varepsilon_{c0} < \varepsilon \\ \sigma_{pt} &= 0.2 * \sigma_{c0} \end{aligned} \quad (4.5)$$

où σ_{c0} est la contrainte maximale au pic de compression, ε_{c0} est la déformation maximale au pic de compression, Z est la pente dans la zone d'adoucissement et σ_{pt} est la contrainte résiduelle après l'adoucissement.

Les étriers dans la section empêchent le gonflement du noyau de béton. Ce phénomène de confinement modifie le pic en compression et diminue la pente d'adoucissement du béton. L'effet de confinement est pris en compte par un paramètre de confinement β dépendant de deux coefficients (α, w_w) qui sont reliés aux caractéristiques de la section :

$$\beta = \min \left\{ \frac{1 + 2.5\alpha \cdot w_w}{1.125 + 1.25\alpha \cdot w_w} \right\} \quad (4.6)$$

Les coefficients α, w_w sont donnés par les expressions suivantes :

$$\alpha = \left(1 - \frac{8}{3n} \right) \left(1 - \frac{s}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s}{2h_c} \right) \quad (4.7)$$

$$w_w = \frac{A_{sw} \sigma_{yw} l_w / s}{b_c h_c \sigma_{c0}}$$

où n est le nombre de barres longitudinales situées dans les angles des étriers

b_c est la largeur de béton confiné

h_c est la hauteur de béton confiné

s est la distance entre les étriers

A_{sw} est la section des étriers

σ_{yw} est la contrainte de plastification des étriers

l_w est la longueur totale des étriers (en incluant la longueur de pliage des étriers)

σ_{c0} est la contrainte maximale en compression du béton

Si l'on prend en compte l'effet de confinement décrit sur la Figure 4.27, les valeurs de la contrainte et de la déformation au pic de compression doivent être corrigées ainsi que la pente d'adoucissement Z par les formules suivantes :

$$\begin{aligned}\sigma_{c0}^* &= \beta \cdot \sigma_{c0} \\ \varepsilon_{c0}^* &= \beta^2 \cdot \varepsilon_{c0} \\ Z^* &= \frac{\beta - 0.85}{\beta(0.1 \cdot \alpha \cdot w_w + 0.0035 + \varepsilon_{c0}^*)}\end{aligned}\quad (4.8)$$

Le comportement en traction (Figure 4.28) est représenté par trois parties :

Une partie linéaire élastique jusqu'à la valeur maximale de contrainte en traction σ_t , une partie linéaire d'adoucissement après fissuration jusqu'à la valeur maximale de déformation d'ouverture de fissure ε_{tm} et un plateau de traction résiduelle après l'adoucissement et avant la ruine. Les formules suivantes déterminent les parties de la loi en traction :

$$\begin{aligned}\sigma &= E_0 \cdot \varepsilon & 0 < \varepsilon < \varepsilon_t \\ \sigma &= \sigma_t \left(\frac{r - (\varepsilon/\varepsilon_t)}{r - 1} \right) & r = \frac{\varepsilon_{tm}}{\varepsilon_t} \quad \varepsilon_t < \varepsilon \leq \varepsilon_{tm} \\ \sigma_{tr} &= 0.2 * \sigma_t & \varepsilon \geq \varepsilon_{tm}\end{aligned}\quad (4.9)$$

où E_0 est le module d'Young en compression, σ_t est la contrainte maximale en pic de la traction, ε_t est la déformation maximale en pic de la traction, r est le facteur définissant l'adoucissement de traction, ε_{tm} est la déformation maximale d'ouverture de fissure et σ_r est la contrainte résiduelle après l'adoucissement.

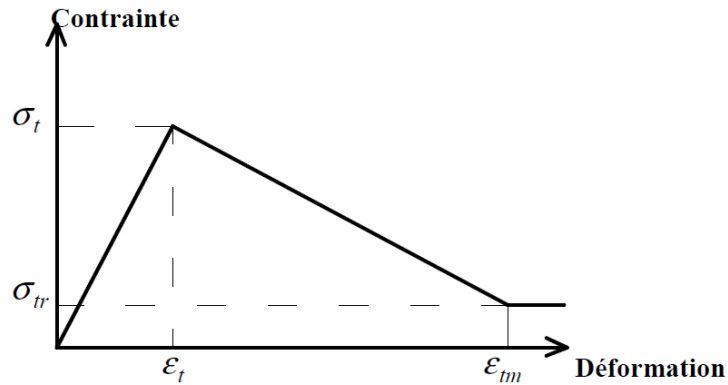


Figure 4.28 Loi en traction pour le modèle de comportement « Béton_Uni »

Deux lois de refermeture/ouverture de la fissure contrôlent la souplesse de la refermeture de fissure (Combescure, 2001). Les deux jeux de paramètres qui définissent la loi de refermeture, sont résumés dans le Tableau 4.6 et leurs influences sur la refermeture de fissure sont illustrées sur la Figure 4.29.

Tableau 4.6 Paramètres de fermeture (raide - souple)

Paramètre en Cast3M	Refermeture raide (moins souple)	Refermeture souple
$F_1 = \text{FAMX}$	10	1
$F_2 = \text{FACL}$	1	1
$F'_1 = \text{FFAM1}$	1	10
$F'_2 = \text{FAM2}$	10	10

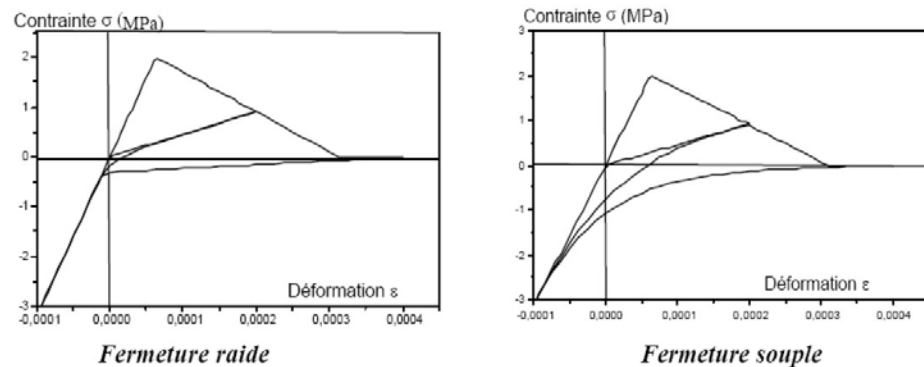


Figure 4.29 Lois de refermeture/ouverture de la fissure (d'après Combescure, 2001)

Une loi de comportement du béton sous chargement cyclique est adoptée pour prendre en compte les phénomènes essentiels mis en jeu au sein du matériau béton sous chargement cyclique. Cette loi basée sur des résultats expérimentaux est représentée sur la Figure 4.30. La courbe monotone de compression représente l'enveloppe de la loi de comportement du béton en compression sous chargement cyclique selon (Guedes *et al.*, 1994).

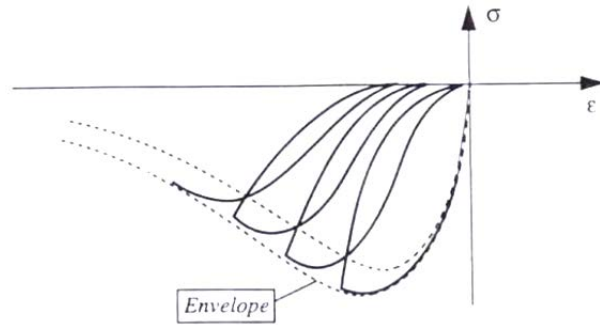


Figure 4.30 Comportement du béton en compression sous charge cyclique (d'après Guedes *et al.*, 1994)

La dégradation de la rigidité du béton au cours des cycles de chargement est traduite par la diminution de la pente de déchargement à partir de la courbe enveloppe en compression. Elle s'exprime en fonction de l'augmentation de la déformation maximale ε_{max} selon la formule suivante :

$$E_d = E_0 \left(1 - \frac{\left(\frac{\varepsilon_{max}}{\varepsilon_{c0}} \right)^2}{1 + \left(\frac{\varepsilon_{max}}{\varepsilon_{c0}} \right) + \left(\frac{\varepsilon_{max}}{\varepsilon_{c0}} \right)^2} \right) \quad (4.10)$$

où ε_{c0} est la déformation maximale au pic en compression sous chargement monotone

ε_{max} est la déformation maximale pendant l'histoire de chargement

E_0 est la valeur initiale du module d'Young en compression

Le modèle de comportement en traction, représenté sur la Figure 4.31, comprend une enveloppe linéaire en compression, partant du point $(0 ; \varepsilon_{c0})$ jusqu'au point de la contrainte maximale en traction $(\sigma_t ; \varepsilon_t)$. La définition de cette enveloppe permet d'obtenir la résistance en traction résiduelle lors d'un déchargement en compression et rechargement en traction. Le comportement adoucissant en traction suit la même pente que lors de la première fissuration.

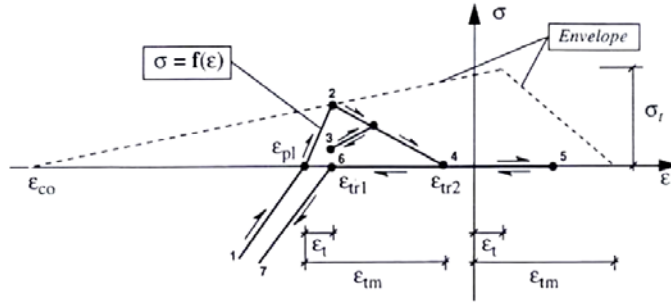


Figure 4.31 Modèle numérique de comportement du béton en traction au cours des cycles de chargement (d'après Guedes *et al.*, 1994)

4.2.6.3.2 Acier

La loi modifiée de (Menegotto et Pinto, 1973) représente le comportement d'acier sous chargement cyclique. La courbe monotone de cette loi (Figure 4.32) est caractérisée par trois phases : une phase linéaire élastique définie par le module d'Young E_a jusqu'à la contrainte de plastification σ_{sy} , suivie par un plateau de contrainte de la déformation de plastification ε_{sy} à la déformation du début d'écrouissage ε_{sh} , puis finalement par une courbe d'écrouissage jusqu'à la rupture. Les phases de la courbe monotone sont formulées par :

$$\begin{aligned} \sigma &= E_a \cdot \varepsilon & 0 < \varepsilon < \varepsilon_y \\ \sigma &= \sigma_{sy} & \varepsilon_y < \varepsilon < \varepsilon_{sh} \\ \sigma &= \sigma_{su} - (\sigma_{su} - \sigma_{sy}) \cdot \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^4 & \varepsilon \geq \varepsilon_{tm} \end{aligned} \quad (4.11)$$

où E_a est le module d'élasticité de l'acier, σ_{su} est la contrainte ultime de l'acier et ε_{su} est la déformation ultime de l'acier.

La Figure 4.33 présente le comportement de l'acier sous chargement cyclique. Le comportement cyclique est encadré par les deux droites asymptotes de pentes E_a et E_h . L'effet de Baushinger, qui représente l'abaissement de la valeur absolue de la limite d'élasticité en compression consécutive à une traction préalable, est pris en compte. La pente de l'écrouissage cinématique E_h est donnée par la formule suivante :

$$E_h = \frac{\sigma_{su} - \sigma_{sy}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}} \quad (4.12)$$

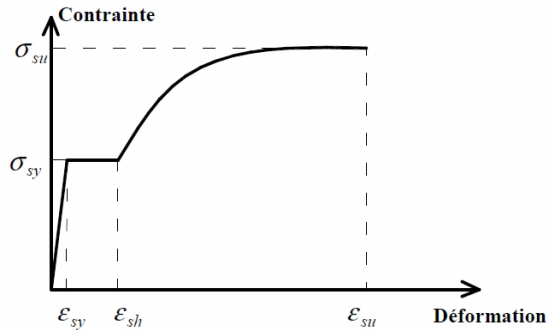


Figure 4.32 Loi de Menegotto-Pinto sous chargement monotone

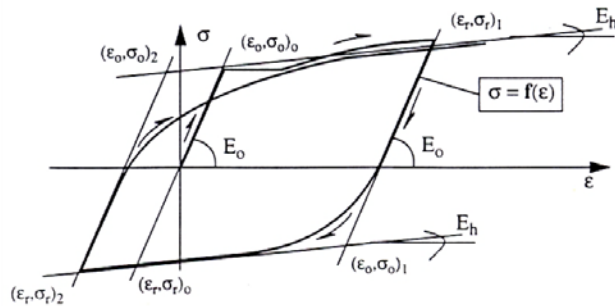


Figure 4.33 Loi de comportement de l'acier sous chargement cyclique (d'après Guedes *et al.*, 1994)

L'effet de flambement, représenté sur la Figure 4.34, se reproduit quand le ratio de la distance entre deux étriers L sur le diamètre D des aciers de flexion est supérieur à 5. La pente de l'asymptote de la courbe de comportement devient négative et est définie par :

$$E_h = a \left(5 \frac{L}{D} \right) E_a \quad (4.13)$$

où E_a est le module d'élasticité de l'acier
 E_h est le module d'écrouissage de l'acier
 a est un paramètre expérimental

De plus, le module de décharge en compression E_r est alors inférieur au module élastique E_a :

$$E_r = a_5 E$$

$$a_5 = 1 + \frac{5 \left(\frac{L}{D} \right)}{7.5} \quad (4.14)$$

Quand le rapport L/D est inférieur ou égal à 5 la courbe de compression est semblable à celle de traction, et aucun effet de flambement n'est observé.

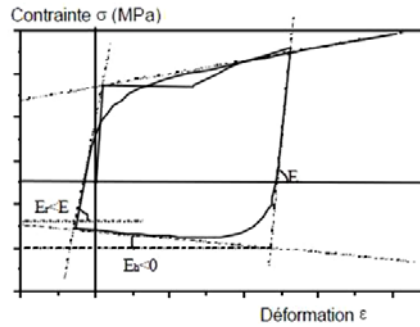


Figure 4.34 Loi de comportement de l'acier sous chargement cyclique – effet de flambage (d'après Combescure, 2001)

Les paramètres des modèles présentés pris lors du calcul sont détaillés dans le Tableau 4.7.

Tableau 4.7 Paramètres des modèles « Béton_Uni » et « Acier_Uni »

Béton de supportage	
Masse volumique ρ [Kg/m ³]	2500
Module d'Young E [GPa]	30
Coefficient de poisson ν	0.2
Contrainte de compression au pic STFC [MPa]	40
Déformation de compression au pic EZER	2‰
Contrainte de traction au pic STFT [MPa]	2.1
Aciers de supportage	
Masse volumique ρ [Kg/m ³]	/
Module d'Young E [GPa]	210
Coefficient de poisson ν	0.3
Contrainte de plasticité STSY [MPa]	400
Contrainte ultime STSU [MPa]	444
Déformation de début d'écrouissage EPSH	0.0019
Déformation ultime EPSU	0.12

4.2.6.3.3 Résultats

Les résultats sont présentés dans les figures (Figure 4.35-Figure 4.38) et le tableau 4.7.

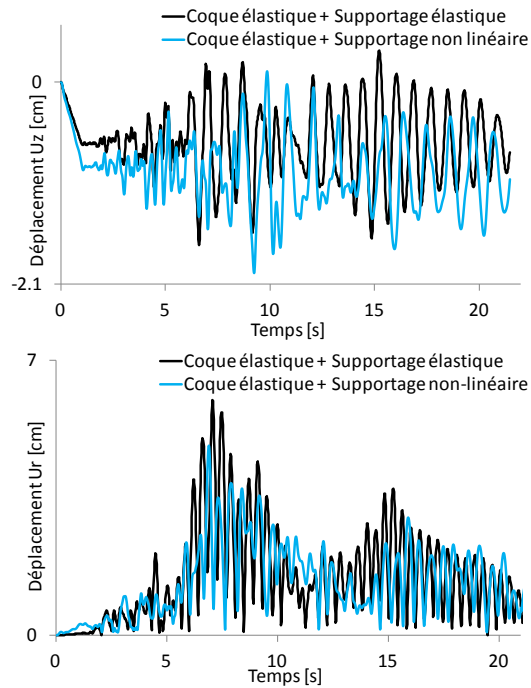


Figure 4.35 Comparaison de l'histoire des déplacements axiaux et radiaux au sommet du supportage (Supportage élastique et supportage non-linéaire)

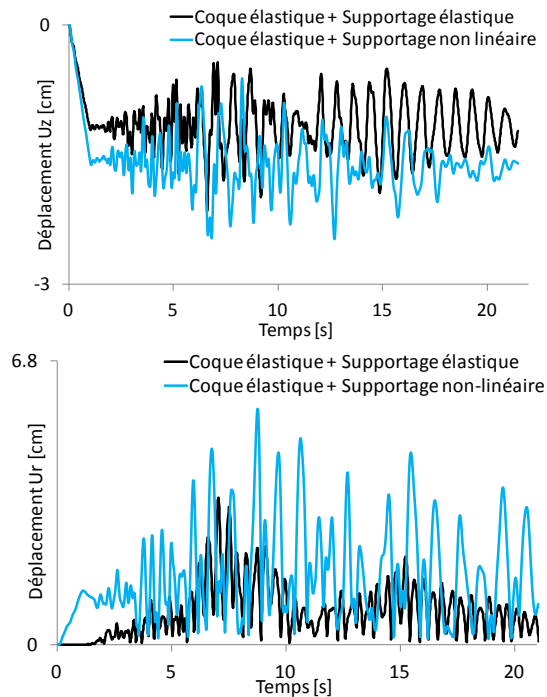


Figure 4.36 Comparaison de l'histoire des déplacements axiaux et radiaux au sommet de la coque (Supportage élastique et supportage non-linéaire)

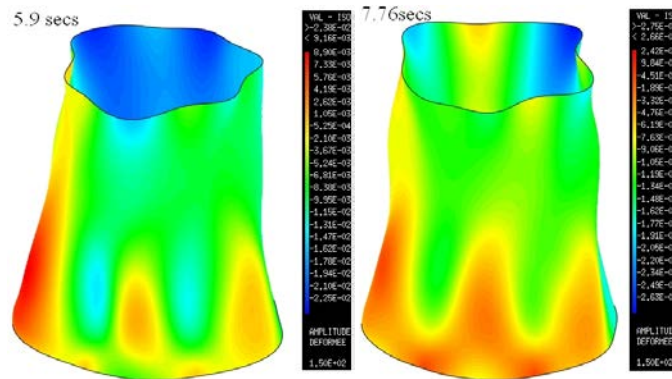


Figure 4.37 Isovaleurs du déplacement U_z en m

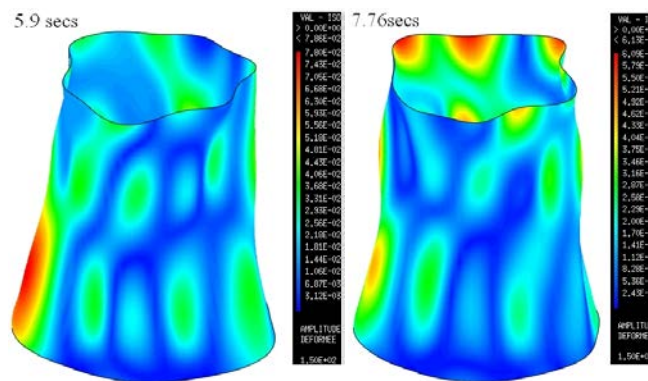


Figure 4.38 Isovaleurs du déplacement U_r en m

Les illustrations des figures (Figure 4.37 et Figure 4.38) montrent les isovaleurs des déplacements U_z et U_r de la coque pour plusieurs pas de temps de calcul, ces temps ont été choisis afin de correspondre à :

- 5.9 s temps pour lequel on enregistre le plus grand déplacement radial à la base de la coque.
- 7.76 s temps pour lequel on enregistre le plus grand déplacement radial au sommet de la coque (pointe de poteau).

Tableau 4.8 Valeurs maximales des contraintes dans la coque

Temps [s]	Contrainte circonférentielle [MPa]	Contrainte axiale [MPa]	Contrainte de cisaillement [MPa]
5.9	+4.33	+2.45	+2.02
	-8.81	-6.08	-2.97
7.76	+4.37	+2.58	+2.23
	-6.93	-6.04	-2.96

Le Tableau 4.8 représente les valeurs max des contraintes circonférentielle, axiale et de cisaillement à différents temps de calcul. Nous remarquons l'atteinte de la fissuration sur la coque, les contraintes de traction restent cependant limitées, le béton fissure en peau et les armatures reprennent les contraintes de traction. La contrainte de compression reste très faible.

4.2.6.4 Non linéarité de la coque et des poteaux (bracons + dispersion en linéaire)

Dans ce dernier calcul nous considérons la coque en non linéaire ainsi que son supportage. On a opté pour un comportement non-linéaire de la coque et multifibre non-linéaire pour le supportage, ce qui permet d'envisager les endommagements de ces éléments qui nous paraissent les plus sensibles (structure coque mince et structures 1D élancées), alors que la dispersion beaucoup plus rigide et massive, est considérée élastique. Nous avons aussi considéré les bracons comme élastiques. Nous comparons ce cas au calcul élastique. Les figures (Figure 4.39 et Figure 4.40) illustrent la comparaison des courbes de déplacement radial et axial du sommet et bas de la coque, dans le cas où la coque est en non linéaire et le supportage en multifibres et le cas où la coque et le supportage sont élastiques.

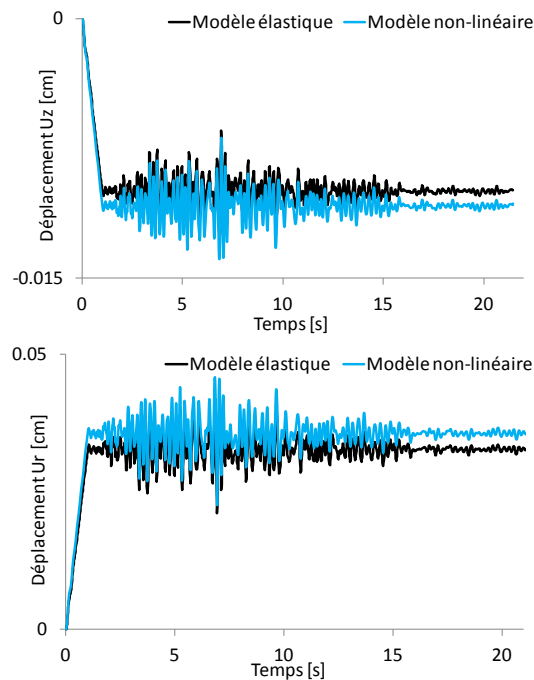


Figure 4.39 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet du supportage (Modèle élastique et modèle non-linéaire)

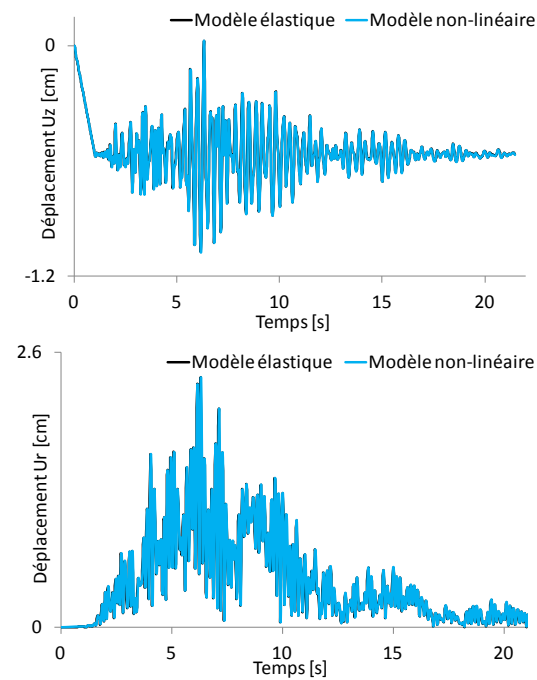


Figure 4.40 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet de la coque (Modèle élastique et modèle non-linéaire)

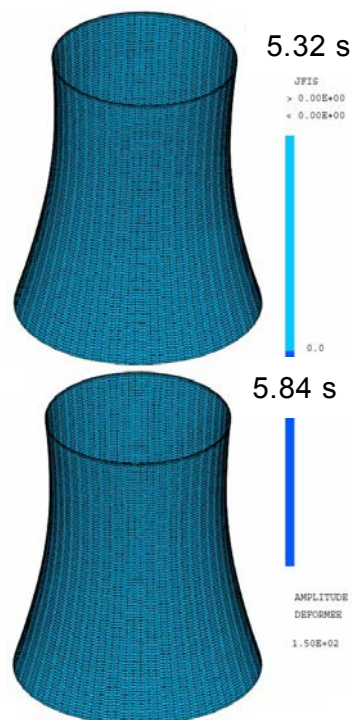


Figure 4.41 Fissuration de la coque à 5.32 s et à 5.84

La Figure 4.41 représente la fissuration de la coque au pas de temps 5.84 s (déplacement U_r max en bas de la coque) et 5.32 s (déplacement U_r max au sommet de la coque). On constate, que le seuil de fissuration n'est pas atteint au niveau de la coque, conformément à l'analyse des contraintes développée plus bas.

Ces différents résultats nous permettent de conclure que la prise en compte du comportement non linéaire de la coque permet de réduire les déplacements d'ensemble de la coque (à sa base et en tête) suite aux redistributions liées à la fissuration. Cette dernière permet un « amortissement » et dissipation d'une partie de l'énergie réduisant les déplacements induits par la sollicitation. Les déplacements restent cependant globalement faibles, l'endommagement limité (début de fissuration) et très confiné (bas de coque). Le Tableau 4.9 représente les valeurs maximums des contraintes circonférentielle, axiale et de cisaillement pour la coque à différents temps de calcul, ces temps ont été choisis afin de correspondre à :

- 5.84 s temps pour lequel on enregistre le plus grand déplacement radial à la base de la coque.
- 5.32 s temps pour lequel on enregistre le plus grand déplacement radial au sommet de la coque (pointe de poteau).

Le Tableau 4.10 représente l'état des armatures dans différents calculs.

Tableau 4.9 Valeurs maximales des contraintes dans la coque

Temps [s]	Contrainte circonférentielle [MPa]	Contrainte axiale [MPa]	Contrainte de cisaillement [MPa]
5.32	+1.45	+0.81	+1.51
	-4.38	-2.48	-1.50
5.84	+1.08	+1.40	+0.92
	-3.25	-2.57	-1.08

Ce calcul qui est le plus réaliste, montre que l'intégrité de la structure n'est pas mise en cause, au-delà, les déplacements maxi atteints en tête de coque (2.5 cm) et à l'interface coque/supportage (négligeable) restent très faibles. Le seuil de fissuration n'est pas atteint, ce qui est en adéquation avec les calculs précédents, qui avec des hypothèses plus conservatives, montrent qu'il est tout juste atteint à l'interface coque/supportage.

Tableau 4.10 Déformations et contraintes max dans les aciers de différents calculs

	Contrainte max [MPa]	Déformation max
Coque NL + supportage L (combinaison 1)	80.51	4.72 ^{E-05}
Coque NL + supportage L + bracons L (combinaison 5)	231.61	1.05 ^{E-04}
Coque NL + Supportage L + Bracons L + Dispersion L (combinaison 5)	39.74	6.15 ^{E-05}
Coque NL + Supportage NL + Bracons L + Dispersion L (combinaison 5)	45.82	7.11 ^{E-05}

4.3 Étude via la méthode spectrale sous séisme au-delà du dimensionnement

4.3.1 Introduction

Afin d'évaluer la pertinence du calcul dynamique linéaire (approche temporelle) mené sur la tour A, nous avons eu recours à l'analyse spectrale, nous ne changeons que la nature de l'élément fini (COQ4 au lieu du DKT). Nous avons aussi vérifié que le choix de l'un au l'autre élément, conduit à des résultats identiques, seul le temps de calcul, plus court pour le COQ4, nous a amené à retenir cet élément fini pour le maillage de la coque.

Il s'agit du modèle décrit précédemment, constitué de la coque de son supportage et des bracons, la structure de dispersion n'est pas ici considérée. Le maillage est similaire à celui considéré pour les calculs linéaires et non linéaires. Le modèle comporte la coque en béton maillée à l'aide d'éléments de coque, son supportage ainsi que les bracons maillés à l'aide d'éléments de poutre, la couronne sur laquelle repose le supportage maillée à l'aide d'éléments de poutre, ainsi qu'une semelle filante (au lieu de plot) sur laquelle repose les bracons. Les hypothèses prises en compte, la méthodologie appliquée, les calculs réalisés, les vérifications conduites et leurs conclusions sont présentés dans cette partie.

Pour le dimensionnement au séisme, nous considérons ici la méthode spectrale. Cette dernière permet de déterminer la réponse maximale au cours du temps d'une structure élastique soumise à une excitation sismique dont on ne connaît pas le profil temporel mais pour laquelle on dispose d'un SRO (un spectre de sol pour un bâtiment ou un spectre de sol ou de plancher pour un équipement), basé sur :

- La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse
- Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.

Pour une décomposition modale complète, la somme des masses modales doit être égale au total des masses actives dans la direction étudiée. L'obtention d'une somme de masses modales d'au moins 90% de la masse totale de la structure, est une vérification particulièrement efficace pour éviter de négliger un mode important. Le calcul est effectué par l'opérateur SISSIB de Cast3M en utilisant la combinaison des modes par la méthode CQC (Combinaison Quadratique Complète) [Eurocode 8-1/4.3.3.3.2-(3)]. La méthode de calcul est détaillée dans l'annexe [A2.1].

4.3.2 Définition de l'action sismique

Les données concernant le séisme au-delà du dimensionnement à considérer ont été fournies par EDF-SEPTEN. Les courbes décrites dans la Figure 4.42 traduisent les spectres retenus pour différents tours aéroréfrigérants, dont celui de la tour A que nous utiliserons ici. Elles sont issues de la référence (Durouchoux, 2009). Pour définir le spectre de calcul, nous avons considéré quatre cas. Celui du spectre du site de la tour A majoré par le coefficient (0.2/0.12) (Figure 4.43) ce qui définit le séisme au-delà du dimensionnement. Dans un second temps, et comme alternative, nous avons considéré le cas dit du spectre du site de la tour A majoré par le coefficient 2 (Figure 4.44). Ensuite, le spectre enveloppe de toutes les courbes de spectre des tours, majoré par le coefficient (0.2/0.12) (Figure 4.45). Dans un quatrième temps, nous avons majoré le spectre enveloppe d'un coefficient de 2, définissant ainsi le séisme extrême (Figure 4.46). Cette approche représente le séisme au-delà du dimensionnement, conformément à la note (Schmitt, 2012).

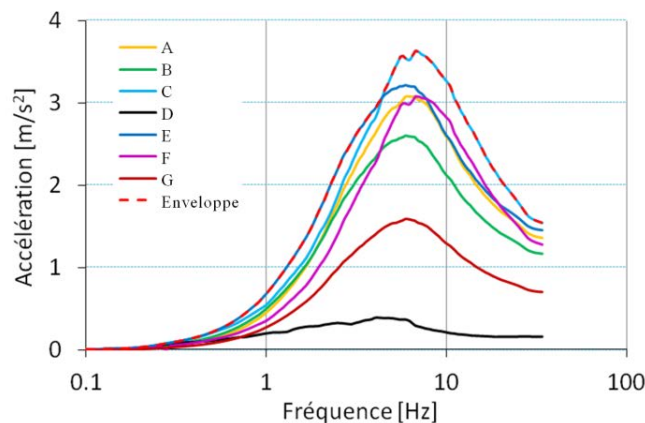


Figure 4.42 Spectres de différents aéroréfrigérants

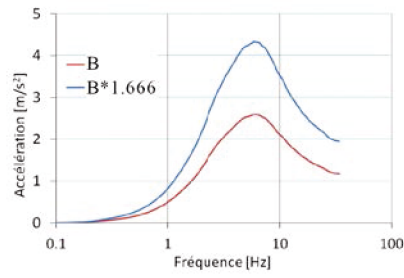


Figure 4.43 Spectre (B) du site de la tour A et spectre de calcul (Spectre 1 = $B * 1.666$)

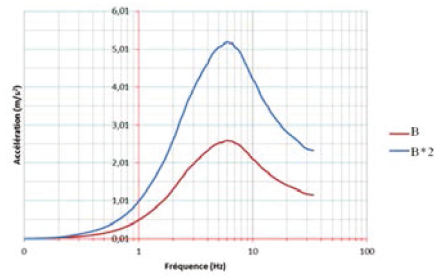


Figure 4.44 Spectre (B) du site de la tour A et spectre de calcul (Spectre 2 = $B * 2.0$)

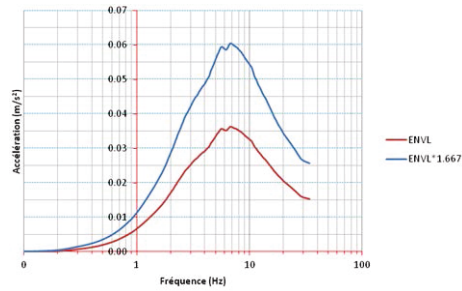


Figure 4.45 Spectre enveloppe de toutes les courbes de spectre des tours (ENVL) et spectre de calcul (Spectre 3 = $ENVL * 1.667$)

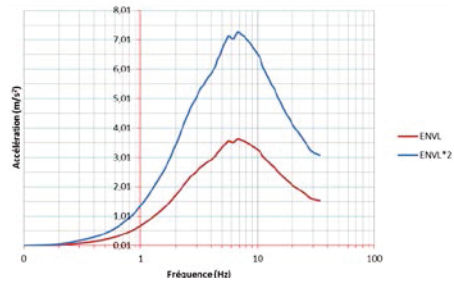


Figure 4.46 Spectre enveloppe de toutes les courbes de spectre des tours (ENVL) et spectre de calcul (Spectre 4 = $ENVL * 2.0$)

4.3.3 Modélisation et méthode de calcul

Le calcul est effectué à l'aide du logiciel Cast3M en utilisant les éléments de coque « COQ4 » pour la coque béton, et les éléments de poutre « POUT » pour le supportage. L'étude du maillage a été réalisée afin d'assurer la convergence des résultats. Les dimensions retenues pour les éléments de coque sont données au

Tableau 4.11, et les dimensions des éléments de poutre au Tableau 4.12. Au total, la structure est maillée à l'aide de 4140 éléments « COQ4 » et 16500 éléments « POUT ».

Tableau 4.11 Dimensions des éléments de coque dans la modélisation

Z [m]	Taille d'élément [m]	Epaisseur [m]	Z [m]	Taille d'élément [m]	Epaisseur [m]
27.70	2.64	1.04	94.73	2.98	0.26
30.34	2.90	0.77	97.71	2.99	0.26
33.24	2.90	0.54	100.69	2.99	0.25
36.14	2.89	0.38	103.68	2.99	0.25
39.03	2.89	0.33	106.67	3.00	0.24
41.92	2.89	0.32	109.67	3.00	0.23
44.81	2.90	0.32	112.66	3.00	0.23
47.71	2.90	0.32	115.66	3.00	0.22
50.61	2.91	0.31	118.66	3.00	0.22
53.51	2.91	0.31	121.66	3.00	0.21
56.42	2.92	0.31	124.67	3.00	0.21
59.34	2.92	0.30	127.67	3.00	0.21
62.26	2.93	0.30	130.67	3.00	0.21
65.19	2.93	0.29	133.67	3.00	0.21
68.12	2.94	0.28	136.67	3.00	0.21
71.05	2.94	0.28	139.66	3.00	0.21
73.99	2.95	0.28	142.66	3.00	0.21
76.94	2.95	0.27	145.66	3.00	0.21
79.89	2.96	0.27	148.65	2.99	0.21
82.85	2.96	0.27	151.65	2.99	0.21
85.81	2.97	0.27	154.64	2.99	0.21
88.78	2.97	0.27	157.63	2.99	0.24
91.75	2.98	0.27	160.62	2.53	0.36

Tableau 4.12 Dimensions des éléments du supportage dans la modélisation

	Section [m ²]	INRY [m ⁴]	INRZ [m ⁴]	INRX [m ⁴]
Supportage	1.25 * 0.8	0.1308	0.05333	0.1285
Bracons	1.1 * 1.1	0.122	0.122	0.2058

Pour le béton nous avons retenu une masse volumique de 2500 kg/m³. Elle a été introduite dans le modèle éléments finis sous forme de masses concentrées aux nœuds. La masse propre de la structure est égale à 36952 Tonnes. Les conditions aux limites traduisent un encastrement à la base de la structure. Le béton est considéré élastique, de module 30 GPa et de coefficient de poisson 0.2.

La méthode modale spectrale comporte les étapes suivantes :

- Recherche des modes propres;
- Sélection des modes utiles et prise en compte éventuellement de pseudo-mode;
- Combinaisons des réponses modales;
- Cumul des effets des composantes du mouvement sismique.

Les « sorties » de la simulation numérique sont les cumuls ou totaux des valeurs des entités modales v_i (déplacement, contraintes, efforts). Les résultats obtenus à partir du calcul spectral sont ensuite combinés aux résultats associés à l'effet du poids propre.

4.3.4 Résultats des calculs


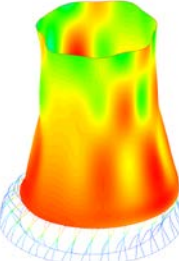
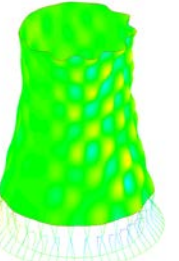
4.3.4.1 Modes propres

Dans le but de l'obtention d'une somme de masses modales d'au moins 90% de la masse totale dans chaque direction, tous les modes compris entre 0 et 20 Hz ont été considérés. Le calcul complet a été effectué afin d'obtenir un résultat acceptable :

- Pourcentage de la masse totale [%] (suivant X) 97.06%
- Pourcentage de la masse totale [%] (suivant Y) 97.08%
- Pourcentage de la masse totale [%] (suivant Z) 91.44%

Au total, 1640 modes ont été considérés. On présente dans le Tableau 4.13 les modes les plus importants

Tableau 4.13 Modes propres de la structure

Description	Visualisation
<p>Mode 23 Fréquence 1.306 Hz</p> <p>Pourcentage de la masse totale (suivant x) 0.06%</p> <p>Pourcentage de la masse totale (suivant y) 84.57%</p> <p>Pourcentage de la masse totale (suivant z) 0.00%</p>	 <p>MOD N:23 FRQ: 1.306Hz (Masse modale X: 0.06% Y: 84.57% Z: 0.00%)</p>
<p>Mode 24 Fréquence 1.306 Hz</p> <p>Pourcentage de la masse totale (suivant x) 83.23%</p> <p>Pourcentage de la masse totale (suivant y) 0.06%</p> <p>Pourcentage de la masse totale (suivant z) 0.00%</p>	 <p>MOD N:24 FRQ: 1.306Hz (Masse modale X: 83.23% Y: 0.06% Z: 0.00%)</p>
<p>Mode 183 Fréquence 5.196 Hz</p> <p>Pourcentage de la masse totale (suivant x) 0.00%</p> <p>Pourcentage de la masse totale (suivant y) 0.00%</p> <p>Pourcentage de la masse totale (suivant z) 76.85%</p>	 <p>MOD N:183 FRQ: 5.196Hz (Masse modale X: 0.00% Y: 0.00% Z: 76.85%)</p>

4.3.4.2 Combinaison arithmétique

À l'aide de l'opérateur SISSIB de Cast3M, une combinaison quadratique (superposition quadratique) avec l'amortissement de 5% a été effectuée. Les différentes réponses modales sont superposées toutes par leur valeur maximale, au même instant, et avec le signe le plus défavorable pour le dimensionnement. On est ainsi amené à effectuer une addition, dans le sens le plus défavorable, des diverses composantes modales comme les réactions, les contraintes.

4.3.4.2.1 Déplacements maximaux

Pour chaque spectre ici considéré, les déplacements maximaux selon les 3 directions sont donnés dans le Tableau 4.14.

Tableau 4.14 Récapitulatif des déplacements maximaux

	Spectre 1	Spectre 2	Spectre 3	Spectre 4
Ux [cm]	2.68	3.14	3.52	4.21
Uy [cm]	2.66	3.15	3.52	4.18
Uz [cm]	0.43	0.61	0.73	0.97

Les déplacements restent relativement modérés sachant que la structure est très élancée. Au vue de ces déplacements, la stabilité de la structure n'est pas remise en cause. La fissuration de la coque est par contre très certainement atteinte comme l'étude des contraintes le confirmera.

4.3.4.2.2 Contraintes principales dans la coque

L'opérateur PRIN (Cast3M) calcule le champ de contraintes principales associé à un tenseur de contraintes. Il fournit également les cosinus directeurs des directions principales par rapport au repère général. Cette fonction nous permet d'obtenir les contraintes maximales (SI11 et SI22) sur les deux surfaces intérieure et supérieure de la coque, généralement les plus sollicitées du fait du couplage membrane-flexion. Les contraintes maximales sont résumées dans le Tableau 4.15.

Tableau 4.15 Contraintes maximales dans la coque

	Spectre 1		Spectre 2		Spectre 3		Spectre 4	
	SI11 [MPa]	SI22 [MPa]	SI11 [MPa]	SI22 [MPa]	SI11 [MPa]	SI22 [MPa]	SI11 [MPa]	SI22 [MPa]
Couche moyenne	+2.60	+0.68	+3.08	+1.02	+3.47	+1.27	+4.16	+1.72
	-0.00	-0.94	-0.00	-0.84	-0.00	-0.78	-0.00	-0.72
Couche en peau extérieure	+1.93	+0.13	+2.21	+0.15	+2.44	+0.16	+2.83	+0.21
	-0.63	-2.41	-0.63	-2.65	-0.62	-2.86	-0.64	-3.19
Couche en peau intérieure	+4.18	+2.02	+5.08	+2.51	+5.80	+2.90	+7.04	+3.58
	-0.00	-0.89	-0.00	-0.77	-0.00	-0.68	-0.00	-0.57

On constate que la fissuration est atteinte sur la coque, on peut la considérer comme traversante essentiellement pour le spectre 3 et spectre 4.

4.3.4.2.3 Efforts dans les poteaux de supportage

Cast3M permet d'afficher les contributions des efforts dans les poteaux. Deux éléments structuraux sont distingués, le supportage de section de $1.25 * 0.8 \text{ m}^2$, et les bracons de section $1.1 * 1.1 \text{ m}^2$. La Figure 4.47 présente un exemple de la contribution des efforts normaux (EFFX) dans les poteaux calculés pour le spectre 1.

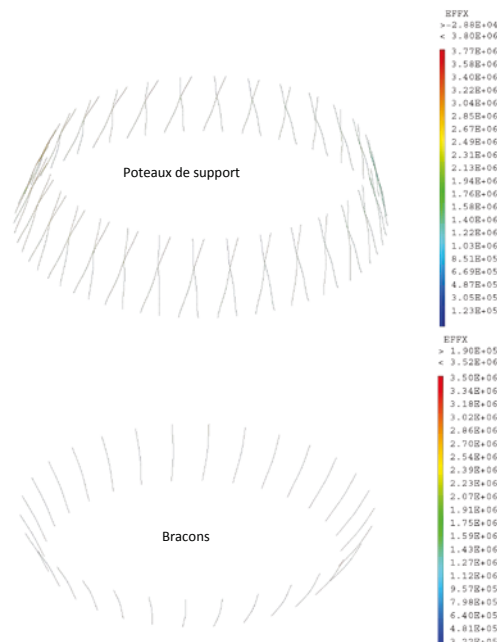


Figure 4.47 Exemple de post-traitement des efforts dans les poteaux avec Cast3M

Les efforts maximaux dans les poteaux sont résumés dans le Tableau 4.16. A partir du torseur d'efforts, nous déterminons les contraintes dans le :

- La contrainte issue de l'effort axial $\sigma = \frac{N}{S}$
- Les contraintes de cisaillement : $\tau_{yx} = \frac{T_y}{S}$; $\tau_{zx} = \frac{T_z}{S}$
La contrainte maximale vaut $\tau_{\max} = \frac{3}{2} \frac{T}{S}$
- Les contraintes de flexion : $\sigma_{xx \max} = \frac{M_{fz}}{I_{Gz}/V}$; $\sigma_{yy \max} = \frac{M_{fy}}{I_{Gy}/V}$
- La contrainte de torsion : $\sigma_{zz \max} = \frac{M_t}{I_G/V}$

Où : N est l'effort axial. S est la section droite de la poutre. T_y et T_z sont les efforts tranchants. I_{Gy} Moment d'inertie par rapport à l'axe local O_y . I_{Gz} Moment d'inertie par rapport à l'axe local O_z . I_G Moment d'inertie de torsion. M_{fz} et M_{fy} sont les moments de flexion. $V = h/2$; h est la hauteur du poteau. Le Tableau 4.17 représente les contraintes max dans le supportage et les bracons.

Tableau 4.16 Efforts maximaux dans les poteaux

	Spectre 1		Spectre 2		Spectre 3		Spectre 4	
	Support	Bracons	Support	Bracons	Support	Bracons	Support	Bracons
EFFX [MN]	3.80	3.50	5.65	4.40	7.03	5.12	9.54	6.32
EFFY [MN]	0.30	0.14	0.35	0.17	0.39	0.20	0.44	0.23
EFFZ [MN]	0.37	0.41	0.42	0.46	0.47	0.52	0.53	0.59
MOMX [MN.m]	0.13	0.12	0.16	0.14	0.17	0.16	0.20	0.19
MOMY [MN.m]	1.95	2.23	2.25	2.56	2.49	2.86	2.90	3.32
MOMZ [MN.m]	0.90	1.03	1.06	1.22	1.21	1.40	1.44	1.68

Tableau 4.17 Valeurs maximales des contraintes dans le supportage et les bracons

	Spectre 1		Spectre 2		Spectre 3		Spectre 4	
	Support	Bracons	Support	Bracons	Support	Bracons	Support	Bracons
σ_{max} [MPa]	3.80	2.89	5.65	3.64	7.03	4.23	9.54	5.22

4.4 Étude via la méthode de recombinaison modale temporelle

Nous avons utilisé une troisième méthode (recombinaison modale temporelle) pour évaluer les pertinences des calculs précédents (calcul temporel direct et calcul spectral). Pour le faire, on a calculé les valeurs extrêmes en faisant une moyenne quadratique (Combescure, 2006) et tracé des courbes de déplacement au cours du temps afin de comparer avec les résultats obtenu ci-dessus. Les actions sismiques de la combinaison 5 définie dans la partie [4.2.3] ont été retenues pour cette méthode. La méthode de calcul est détaillée dans l'annexe [A2.2].

La modélisation (maillages, modèles de matériau, masses...) est la même que celle qu'on a pris pour le calcul spectral. Le point essentiel de cette méthode est de déterminer une base modale réduite pour que l'équation de la dynamique puisse être résolue en projetant sur cette base. Avec l'aide du logiciel Cast3M, tous les modes propres de 0.001 Hz à 20 Hz ont été calculés. Au total 1650 modes sont trouvés. Ensuite, les modes ayant une masse de participation plus que 0.01% dans au moins une

direction ont été considérés pour la base modale. Concernant le calcul des valeurs extrêmes, on a utilisé l'opérateur SPO de Cast3M pour déterminer les spectres d'oscillateur selon l'amortissement de 5% (Figure 4.48). Le cumul quadratique simple *Square Root of the Sums of the Squares* (SRSS) est ensuite effectué.

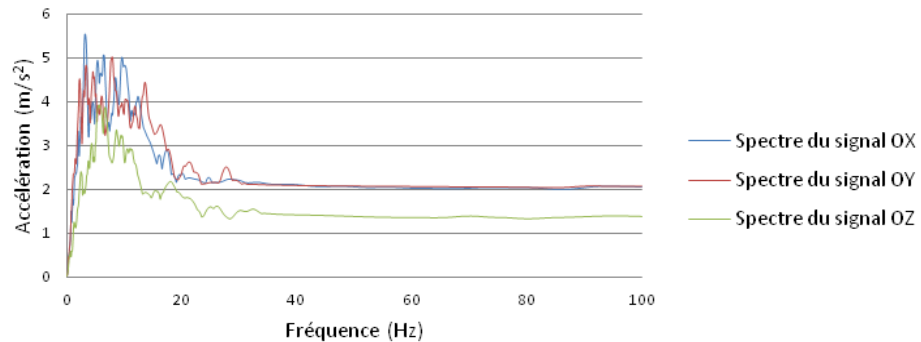


Figure 4.48 Spectres d'oscillateur avec amortissement de 5%

Le déplacement d'un point calculé par la combinaison temporelle de tous les modes de la structure est exprimée par :

$$u(t) = \sum_{i=1}^n K_i \phi_i D_i^L(t) \quad (4.15)$$

Où K_i est le facteur de participation modale, ϕ_i est le mode propre de vibration d'ordre i . $D_i^L(t)$ est l'histoire de déplacement du système à un degré de liberté linéaire.

Deux points (un point à la base de la coque et un point au sommet de la coque) ont été retenus pour l'exploitation des courbes de déplacement suivants trois direction OX, OY, OZ.

4.5 Comparaison des résultats

4.5.1 Comparaison « Recombinaison modale – Calcul spectral »

Les résultats du calcul spectral avec le spectre 2 [voir partie 4.3.4] ont été repris pour cette comparaison. On présente ci-dessous les valeurs extrêmes trouvées par les deux méthodes (recombinaison modale et spectral).

4.5.1.1 Déplacements maximaux

Les déplacements maximaux obtenus selon les 3 directions sont présentés dans le Tableau 4.18.

Tableau 4.18 Déplacements maximaux selon les 2 méthodes de calcul

	Recombinaison modale	Méthode spectrale
Ux [cm]	3.56	3.14
Uy [cm]	4.37	3.15
Uz [cm]	0.42	0.61

4.5.1.2 Contraintes principales dans la coque

Les contraintes principales calculées par les deux méthodes sont présentées dans le Tableau 4.19.

Tableau 4.19 Comparaison des contraintes maximales dans la coque

	Recombinaison modale		Méthode spectrale	
	SI11 [MPa]	SI22 [MPa]	SI11 [MPa]	SI22 [MPa]
Couche moyenne	+3.27 -0.00	+1.04 -1.46	+3.08 -0.00	+1.02 -0.84
Couche en peau extérieure	+2.23 -0.93	+0.40 -3.21	+2.21 -0.63	+0.15 -2.65
Couche en peau intérieure	+5.50 -0.00	+2.60 -1.46	+5.08 -0.00	+2.51 -0.77

4.5.1.3 Efforts dans les poteaux de supportage

Les efforts dans les poteaux calculés par 2 méthodes sont présentés dans le Tableau 4.20.

Tableau 4.20 Comparaison des efforts maximaux dans les poteaux

	Recombinaison modale		Méthode spectrale	
	Support	Bracons	Support	Bracons
EFFX [MN]	5.45	4.23	5.65	4.40
EFFY [MN]	0.31	0.11	0.35	0.17
EFFZ [MN]	0.43	0.28	0.42	0.46
MOMX [MN.m]	0.16	0.13	0.16	0.14
MOMY [MN.m]	2.27	1.63	2.25	2.56
MOMZ [MN.m]	1.20	0.96	1.06	1.22
σ_{\max} [MPa]	5.45	3.50	5.65	3.64

4.5.2 Comparaison « Recombinaison modale – Temporel direct »

La comparaison des deux méthodes temporelles est effectuée par la superposition des courbes de déplacements des points de calcul suivant deux directions horizontales. Les résultats sont présentés dans les figures Figure 4.49-Figure 4.52.

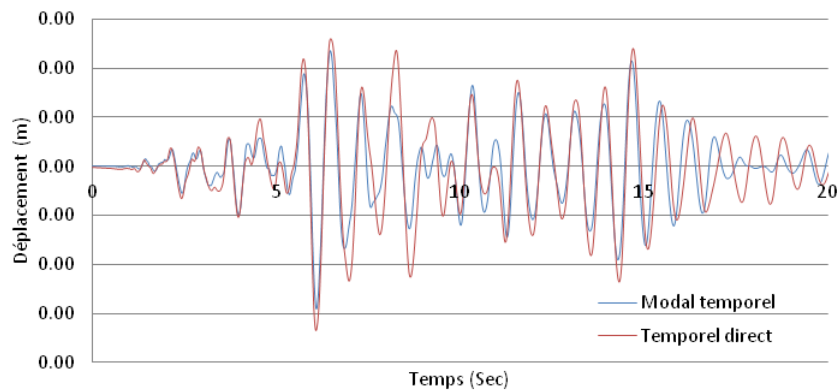


Figure 4.49 Déplacement U_x d'un point à la base de la coque

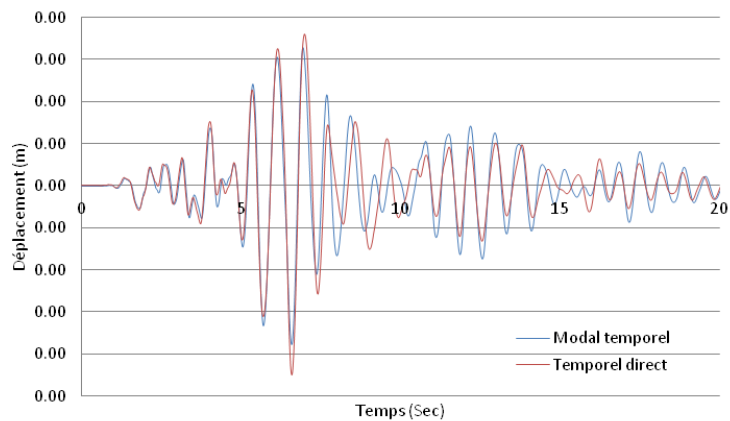


Figure 4.50 Déplacement U_y d'un point à la base de la coque

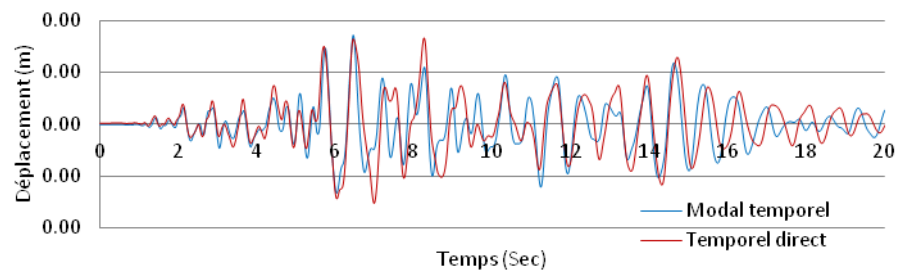


Figure 4.51 Déplacement U_x d'un point à au sommet de la coque

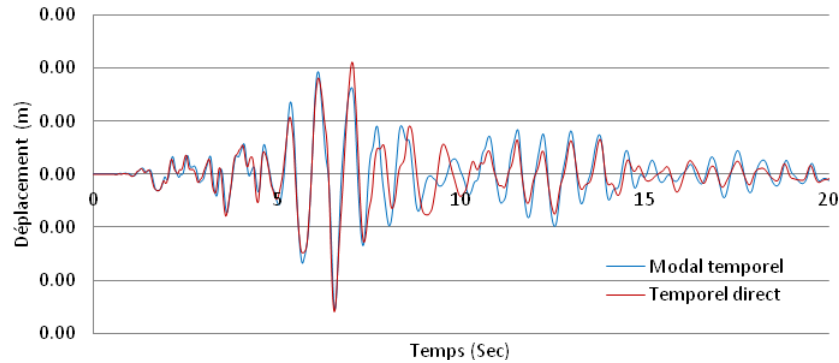


Figure 4.52 Déplacement U_y d'un point au sommet de la coque

4.6 Conclusion

L'ensemble des calculs menés (méthode temporelle directe, méthode spectrale ou la méthode de recombinaison modale) confirme que la stabilité de l'aéroréfrigérant n'est pas remise en cause et que l'endommagement induit reste très en deçà des limites amenant à se poser des questions sur la fonctionnalité de la structure post séisme.

Le 1^{er} modèle est très simplifié, ne tenant compte que de la tour et de son supportage, et pour lequel les bracons et la dispersion ne sont pas considérés, ne subit que des dommages très localisés à l'interface coque/supportage. Cet endommagement traduit de fait essentiellement de la fissuration, qui reste très confinée et ne se propage pas au cours des nombreux cycles du séisme. Les armatures sont loin de la plastification. Les déplacements relevés en tête de la tour restent faibles au vue de l'élancement de la structure, les déplacements à sa base restent aussi, faibles, mais c'est le drift entre les deux, qui explique l'endommagement à l'interface coque/supportage.

Le modèle tenant compte des bracons montre que ces éléments accroissent nettement la rigidité de la base de la coque, diminuant de fait les déplacements horizontaux à ce niveau, mais aussi en tête de coque. L'endommagement à l'interface en est réduit.

Le modèle tenant compte de la dispersion, permet de montrer que la présence de cette dernière inhibe très fortement le mouvement au niveau du supportage, les déplacements horizontaux sont dans ce cas très faible au niveau de la base de la coque (et en tête de supportage). Il en découle qu'il n'y a pas de dommages induits.

Conclusion et perspectives

Cette étude a porté sur l'intégrité des tours aéroréfrigérantes en béton armé sous sollicitations extrêmes: vent et séisme et s'est intéressée particulièrement au comportement non-linéaire de ces tours sous ces sollicitations. La première partie a été consacrée à l'exposition d'une revue des travaux publiés dans la littérature. L'objectif de ce chapitre était de dresser les connaissances actuelles en matière de conception, de dimensionnement et d'analyse, ainsi qu'en matière de suivi des pathologies observées sur ces structures et leurs origines possibles.

La deuxième partie s'intéressait aux travaux de modélisation numérique du comportement des tours aéroréfrigérantes en vue de dégager un certain nombre d'outils numériques permettant d'évaluer efficacement le comportement non-linéaire de ces tours et de trouver les mécanismes prépondérants qui expliquent le niveau d'endommagement des réfrigérants.

La partie trois a été dédiée à la présentation du modèle mis au point. Plusieurs cas de structures, saines, dégradées ou renforcées, ont été simulés. Cela a permis tout d'abord d'évaluer la capacité portante de plusieurs type de coque d'aéroréfrigérants sous vent extrême et ensuite en présence d'un des mécanismes reconnu prépondérant dans la dégradation de l'intégrité de la structure, à savoir : la corrosion. Sous vent extrêmes la capacité portante chute d'environ 20% quand les armatures sont corrodées à 40%. Soulignons, que nous avons considéré un état très avancé de la corrosion puisque en plus d'une perte de section de 40%, ce qui est très important, nous avons aussi considéré que la corrosion est généralisée ce qui n'est jamais le cas. Les aspects liaison acier/béton non pris en compte sont donc certainement modulés par la très importante perte de section ici considérée et par l'hypothèse drastique d'une perte de section du ferrailage généralisée. Cette partie a permis dans un second temps, de mettre en lumière, la technique de renforcement par bandes TFC, le renforcement est modélisé par une couche d'éléments de type DKT collée sur les couronnes de béton. Un comportement élastique pour le matériau TFC est alors adopté. Il est ressorti de l'analyse que les bandes TFC jouent un rôle de renfort en flexion et rendent le comportement de la structure plus ductile. Par ailleurs, elles permettent de restaurer la capacité portante d'une structure dégradée par corrosion. Néanmoins, la non prise en compte du phénomène de décollement dans le modèle dont la définition est délicate à l'échelle de la structure nous conduit à quelques réserves sur l'efficacité de ce type de renfort à long terme. La prise en compte d'un renforcement TFC

non continu permet aussi d'améliorer ce point. Par ailleurs, l'objectif de cette étude reste tout du moins la reproduction du comportement à l'échelle globale.

Les analyses dynamiques non linéaires menées dans la quatrième partie de cette étude ont permis d'apporter quelques éléments de réponse quant à l'intégrité des aéroréfrigérants sous sollicitation sismique. Les séismes extrêmes simulés et soumis à la structure ont permis d'évaluer les éléments de cette dernière et mettre en exergue ces points faibles. Il est ressorti que la liaison coque/supportage reste la partie la plus problématique, du fait du comportement de la coque comme un corps rigide sous ces sollicitations dynamiques. La présence de la structure de dispersion sur certains aéroréfrigérants permet de pallier à ce problème grâce à une meilleure distribution des efforts sur toute la structure. Autrement, une prise en compte d'un modèle 3D volumique avec une description plus précise de la liaison coque/supportage permettrait d'effectuer une analyse plus pertinente et de mieux appréhender le comportement à ce niveau de la structure. Les méthodes linéaires simplifiées utilisées représentent un outil rapide d'évaluation de la réponse dynamique de la structure sous séisme et permettent entre autres de valider le modèle numérique en confrontant les résultats.

Au cours de cette étude certaines perspectives se sont dessinées. En premier lieu, dans un cadre plus général, les vents particulièrement violents ayant des conditions de cisaillement des vents favorables peuvent donner naissance à des tornades, les nombreux bouleversements climatiques récents et prédits dans les années à venir rendent important la prise en compte de cette sollicitation dans la vérification des structures délicates. La formation des tornades étant plus propice en zone de plaine. Les tornades sont également très destructrices du fait des débris qu'elles projettent à des vitesses très élevées et sur des distances très grandes. Dans ce cadre, nous nous sommes penchés sur les effets qu'ont les tornades sur diverses structures, il est ressorti que le vent d'une tornade en tout point, peut se décomposer en une vitesse tangentielle, radiale et verticale (U , V , W). Notre hypothèse est donc de coupler les forces de torsion et de soulèvement que peut engendrer une tornade à un vent extrême ou classique.

En deuxième lieu, une perspective s'est ouverte quant aux mécanismes qui accélèrent la dégradation du béton de la coque à savoir : les fissures. Au fait, la présence de corrosion dans les armatures pourrait accélérer la propagation de fissures et au final diminuer la résistance de la structure. Cette réflexion nous a amené à modéliser des tours comportant une fissure « traversante » de grande longueur (50 m et dont l'ouverture est

de l'ordre du centimètre) soumises à des vents extrêmes. La prise en compte de cette imperfection conduit à une nette chute de la capacité portante estimée à 55%. L'ajout d'un renfort non continu (ceinture de renforcement) au droit et au milieu de la fissure ne permet pas de restaurer la capacité portante de la structure fissurée mais l'améliore d'environ 15%.

Enfin, une dernière perspective concerne les tours aéroréfrigérantes qui sont arrivées en fin de vie et leur exploitation à des fins de production ou de recherche a cessé. Ces tours doivent faire l'objet d'un démantèlement ou de déconstruction. Afin de choisir le mode de déconstruction optimale, entre le foudroyage et la déconstruction par écrêtage (découper ou segmenter en blocs, depuis le haut de la tour et jusqu'en bas), il est important de vérifier la tenue des tours dans le temps. Cette vérification est nécessaire du fait tout d'abord que la décision du démantèlement risque de prendre du temps avant d'aboutir. D'autre part, la déconstruction par écrêtage, si c'est le choix retenu, ne pourra se faire rapidement, cette opération nécessite une durée estimée à au moins une année. Enfin, toujours pour la solution d'écrêtage, il est important de vérifier la capacité portante résiduelle de la tour, c'est-à-dire en intégrant les dommages les plus nocifs. L'opération de découpe par le haut nécessite l'utilisation de mini-engins posés sur une plateforme, la dépose des blocs au sol se ferait à l'aide d'une grue treillis. Dans ce contexte, différentes situations de « déconstruction » sont simulées sous vent extrême afin de vérifier si cette méthode n'entraîne pas de risque d'effondrement de la tour. Dans un premier cas on dégrade les propriétés mécaniques du béton de la partie haute (couronnement) de la tour et dans un second cas, on supprime carrément le couronnement (simulation de la déconstruction). Cela n'entraîne qu'une très légère baisse de la capacité portante estimée à 5.9% dans les deux cas étudiés. En deçà de cette hauteur on constate un regain de charge lié au fait que la prise au vent est plus faible (loi hyperbolique et comportement élastique linéaire permettent de le démontrer). Un autre cas est aussi simulé, il s'agit dans ce dernier cas d'une charge dynamique de type impact. En effet, le sol avoisinant la tour pourrait être impacté par une chute de bloc au moment de la déconstruction. Une simulation en élastique linéaire a été menée dans ce cadre, la tour aéroréfrigérante a été soumise à des accélérogrammes déterminés à partir d'un spectre qui traduit l'impact du sol avoisinant la tour aéroréfrigérante (à 45 m) par une chute d'un bloc de béton de 10 tonnes. Dans ce cas, la prise en compte d'une modèle béton non linéaire paraît judicieuse avant d'en tirer des conclusions. Les études de stabilité des tours aéroréfrigérantes soumises à des conditions extrêmes seront à n'en pas douter mis en route afin de répondre à l'évolution potentielle des risques et de les maîtriser.

Bibliographie

Abel JF, Gould PL. Buckling of Concrete Cooling Tower Shells. *ACI-SP 67, American Concrete Institute*, Detroit, États-Unis. 135-165, 1981.

ACI 334.2R-91. Reinforced Concrete Cooling Tower Shells -Practice and Commentary, *American Concrete Institute*. 1991.

Acker P. Comportement Mécanique du Béton: apport de l'approche physico-chimique. *Rapport ISBN, 2.7208.7600.3, Laboratoire Central des ponts et Chaussées*, Paris, France. 117p, Mai 1988.

Acker P. Effets thermiques dans les bétons en cours de fabrication et applications aux ouvrages d'art. *Annales de l'ITBTP, série Béton, n° 442*. 62-79, Février 1986.

Ahmad SH, Khaloo AR, Irshaid A. Behavior of concrete spirally confined by fiberglass filaments. *Magazine of Concrete Research*. 143-148, 1991.

Aflak W, Jullien JF. Exploitation des déformées et de la fissuration observées sur les réfrigérants. *Rapport de recherche n°1.714.01/02/04/05/011, Laboratoire des Bétons et Structures*, INSA de Lyon, Villeurbanne, France., Janvier-Mars 1990.

Aflak W, Jullien JF. Sensibilité d'un aéroréfrigérant aux défauts géométriques. *Rapport de recherche n°1.714.010, Laboratoire des Bétons et Structures*, INSA de Lyon, Villeurbanne, France. 123p, Janvier 1991.

Ahn K, Gould PL. Soil-Pile-Structure Interaction Effects on the Seismic Response of a Cooling Tower. *Earthquake engineering and structural dynamics 18*. 593-609, 1989.

Alvaredo AM, Wittmann FH. Shrinkage as influenced by strain softening and crack formation. *Proceedings of the Fifth International RILEM Symposium on Creep and Shrinkage of Concrete*, Barcelone, Espagne. 103-113, 1993.

Avis Technique 3/07-540. Eléments de structure renforcés par un procédé de collage de fibres de carbone. *Freyssinet*. 22p, 2008.

Baillis C, Jullien JF, Limam A, Duval C. Prise en compte du défaut géométrique, du dommage initial et du fluage dans l'analyse de la stabilité des aéroréfrigérants. *Proceedings du deuxième colloque national en calcul des structures*. Giens, France. 287-292, 16-19 Mai 1995.

Baillis C, Jullien JF, Limam A. An enriched 2D modelling of cooling towers: Effects of real damage on the stability under self weight and on the strength under wind pressure. *Engineering Structures* 22. 831-846, 2000.

Baillis C, Jullien JF. Exploitation des mesures photogrammétriques de l'aéroréfrigérant n°3 de Dampierre. *Rapport de recherche n°1.118.002, Laboratoire des Bétons et Structures*, INSA de Lyon, Villeurbanne, France. 215p, Mai 1993.

Baillis C. Vieillissement des Aéroréfrigérants – Étude de la déformée et de la fissuration. *Thèse de Doctorat*, INSA de Lyon, Villeurbanne, France. 252p, 1996.

Barenblatt GI. The mathematical theory of equilibrium crack in the brittle fracture. *Advances in Applied Mechanics* 7. 55-125, 1962.

Bathe KJ, Ho LW. A Simple and Effective Element for Analysis of General Shell Structures. *Computers & Structures* 13. 673-681, 1981.

Batikha M, Chen JF, Rotter JM, Teng JG. Strengthening metallic cylindrical shells against elephant's foot buckling with FRP. *Thin-Walled Structures*. 1078-1091, 2009.

Batoz JL, Bathe KJ, Ho LW. A Study of Three-Node Triangular Plate Bending Elements. *Numerical Methods in Engineering* 15. 1771-1812, 1980.

Batoz JL, Dhett G. Modélisation des structures par éléments finis - Plaques. *Hermès, Paris, Vol 2*. 485p, 1992.

Bazant ZP. Mechanics of distributed cracking. *Applied Mechanics Reviews* 39(5). 31p, 1986.

BS 4485-4. Water cooling towers, Part 4: Code of practice for structural design and construction, British Standard, British Standards Institution. 1996.

Busch D, Harte R, Krätzig WB, Montag U. New natural draft cooling tower of 200m of height. *Engineering Structures* 24. 1509-1521, 2002.

CRT92. Cahier des Règles Techniques. Ouvrages en béton des réfrigérants atmosphériques humides à contrecourants et tirages naturels: Clauses générales, Version division, *Document EDF, Référence* 56.C.005.01. 45p, 1992.

Cao F, Ge Y-J, Zhao L. Numerical Investigation of Interference Effects on Wind Pressure on a Group of Large Scale Cooling Towers. *Proceedings of the Sixth International Symposium on Natural Draught Cooling Towers*. R. Harte & R. Meiswinkel, Eds., Cologne, Allemagne. 145-152, 20-23 Juin 2012.

Cao SY, Chen JF, Teng JG, Hao Z, Chen J. Debonding in RC beams shear strengthened with complete FRP wraps. *Journal of Composites for Construction ASCE* 9. 417-428, 2005.

Castel A. Couplage mécanique et corrosion dans les éléments de béton armée. *Thèse de doctorat*, Université Paul Sabatier, Toulouse, France, 2001.

Caughey T. Classical normal modes in damped linear systems. *Journal of Applied Mechanics* 27.269-271, 1960.

Chen JF, Teng JG. Shear capacity of FRP-strengthened RC beams: FRP debonding. *Construction and Building Materials* 17. 27-41, 2003.

Chen TCA, Chen WF. Constitutive relations for concrete. *Journal of Engineering Mechanics ASCE* 101.465-481, 1975.

Caudron L. Les réfrigérants atmosphériques industriels. *Eyrolles*. Paris, 1991.

Combescure D. Éléments de dynamique des structures, Illustration à l'aide de CAST3M. *CEA*. 103p, 2006.

Combescure D. Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de castem2000. *Rapport n° DM2S. CEA.* 122p, 2001.

Courtois A, Ravet S, Barnel N. Apport de la modélisation numérique pour l'ingénierie dans l'analyse du comportement des aéroréfrigérants. *Journée utilisateurs du Code_Aster.* 27p, 15 Mars 2007.

Courtois R, Genest Y. Monitoring of Reinforced Concrete Draught Cooling Towers as a Guide for Maintenance and Repair Strategy. *Proceedings of the Sixth International Symposium on Natural Draught Cooling Towers.* R. Harte & R. Meiswinkel, Eds., Cologne, Allemagne. 397-405, 20-23 Juin 2012.

Crisfield MA, Wills J. Analysis of r/c panels using different concrete models. *Engineering Mechanics ASCE 115.* 578-597, 1989.

De Borst R, Muhlhaus HB. Gradient dependent plasticity : formulation and algorithmic aspects. *Numerical Methods in Engineering 35.* 521-540, 1992.

De Larrard F, Granger L, Guerrier F, Rossi P. Evaluation du pourcentage minimum de non-fragilité dans les aéroréfrigérants de centrale nucléaire. Cas des bétons classiques et des B.H.P. *Rapport EDF/SEPTEN ND 1361-GC.* Villeurbanne, France, 1993.

Der TJ, Fidler R. A model study of the buckling behavior of hyperbolic shells. *Proceedings of the institution of Civil Engineers 41(1),* Londres, Angleterre. 105-118, 1968.

Desmorat R, Gatuingt F, Ragueneau F. Nonlocal anisotropic damage model and related computational aspects for quasi-brittle materials. *Engineering Fracture Mechanics 74.* 1539-1560, 2006.

Djerroud M, Merabet O, Reynouard JM, Pascu I. Validation de modèles et endommagement de coques en béton armé : Étude des dalles N°2, 4, 5 et 7. *Rapport de recherche n°1.875.002, Laboratoire des Bétons et Structures, INSA de Lyon, Villeurbanne, France.* 108p, Mai 1995.

Djerroud M, Merabet O, Reynouard JM. Analyse non-linéaire du réfrigérant n° 3 de Dampierre : influence de la modélisation du supportage. *Rapport de recherche n°201.255, Laboratoire des Bétons et Structures*, INSA de Lyon, Villeurbanne, France. 90p, Novembre 1995.

Djerroud M, Merabet O, Reynouard JM. Synthèse des campagnes de mesures effectuées sur les aéroréfrigérants. Ebauche d'un calcul du réfrigérant n°3 de Dampierre sous l'effet de l'ensoleillement. *Rapport de recherche n°201.261, URGC-Structures*, INSA de Lyon, Villeurbanne, France. 35p, 1997.

Djerroud M, Reynouard JM, Merabet O. Interprétation de l'évolution des défauts géométriques de la coque de l'aéroréfrigérant n°3 de Dampierre. Tome I. *Rapport de recherche n°201.257, URGC-Structures*, INSA de Lyon, Villeurbanne, France. 44p, 1996.

Djerroud M. Contribution à l'analyse des pièces fléchies en béton armé sous chargements monotone et cyclique: développement et validation de modèles élastoplastiques. *Thèse de doctorat*, INSA de Lyon, Villeurbanne, France. 254p, 1992.

Draïdi Z. Renforcement et réparation des coques métalliques par matériaux composites (TFC) ; étude du comportement au flambage – Approche expérimentale et numérique. *Thèse de doctorat*, INSA de Lyon, Villeurbanne, France. 162p, 2005.

DTU P 06-002. Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes. Règles NV 65, *CSTB*. 220p, 2009.

Dugdale DS. Yielding of steel sheets containing slits. *Mechanics and Physics of Solids* 8. 100-104, 1960.

Dupupet G. Fibres de carbone. *Techniques de l'Ingénieur*. 22p, 2008.

Durouchoux G. VD3 Parc 1300MW Spectre de réponse de sols. *EDTGG09 0168A*, 2009.

EN 1998-1. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, 2005.

Fardis MN, Khalili H. Concrete encased in fiberglass-reinforced plastic. *ACI Journal* 78. 440-446, 1981.

Ferrier E, Quiertant M, Benzarti K, Hamelin P. Influence of the properties of externally bonded CFRP on the shear behavior of concrete/composite adhesive joints. *Composites: Part B* 41. 354-362, 2010.

Ferrier E, Bigaud D, Clément JC, Hamelin P. Fatigue-loading effect on RC beams strengthened with externally bonded FRP. *Construction and Building Materials* 25. 539-546, 2011.

Fichant S. Endommagement et anisotropie induite du béton de structures: Modélisations approchées. *Thèse de doctorat*. École Normale Supérieure de Cachan, Cachan, France. 111p, 1996.

Fleury F. Prédiction du comportement des structures en béton armé sous sollicitations sismiques. *Thèse de Doctorat*. INSA de Lyon, Villeurbanne, 412p, 1996.

Frantzeskakis C. Contribution à la modélisation des structures en béton armé par la méthode des éléments finis. *Thèse de Doctorat*. ENPC, Paris, France, 145p, 1987.

Gilbert RI, Warner RF. Tension Stiffening in Reinforced Concrete Slabs. *Journal of Structural Division* 104(12). 1885-1900, 1978.

Godoy LA. On the collapse of cooling towers with structural imperfections. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers Part 2*. 419-428, Décembre 1984.

Gould PL, Sen SK, Suryoutomo H. Dynamic Analysis of Column-Supported Hyperboloidal Shells. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 2. 269-280, 1974.

Gould PL, Suryoutomo H, Sen SK. Stresses in Column-Supported Hyperboloidal Shells Subject to Seismic Loading. *Earthquake engineering and structural dynamics* 5. 3-14, 1977.

Gould PL. Column-support Hyperboloidal Shells of Revolution Supported on Columns under Quasistatic Seismic Loading. *Bulletin of the IASS*, 44. 27-38, 1970.

Gould PL. The Influence of R&D on the Design, Construction and Damage Assessment of Large Cooling Towers. *Proceedings of the Sixth International Symposium on Natural Draught Cooling Towers*. R. Harte & R. Meiswinkel, Eds., Cologne, Allemagne. 03-15, 20-23 Juin 2012.

Gruber KP. A new design concept to increase the safety and durability of cooling tower shells. *Proceedings of the Fourth International Symposium on Natural Draught Cooling Towers*. U. Wittek & WB. Krätzig, Eds., Kaiserslautern, Allemagne. 305-312, 29-31 May 1996.

Guedes J, Pegon P, Pinto AV. A fibre/Timoshenko beam element in Castem 2000. *JRC Special Publication N°I.94.31*. Ispra, Italie. 1994.

Gupta AK. Membrane reinforcement in concrete shells: a review. *Nuclear Engineering and Design* 82. 63-75, 1984.

Hara T. Numerical Evaluation of Repaired Cooling Tower Shell after Damaging. *Proceedings of the Sixth International Symposium on Natural Draught Cooling Towers*. R. Harte & R. Meiswinkel, Eds., Cologne, Allemagne. 239-245, 20-23 Juin 2012.

Harte R, Krätzig WB, Noh S-Y, Petryna Y-S. On progressive damage phenomena of structures. *Computational Mechanics* 25. 404-412, 2000.

Harte R, Krätzig WB. Large-scale cooling towers as part of an efficient and cleaner energy generating technology. *Thin-Walled Structures* 40. 651-664, 2002.

Harte R, Wittek U. Recent developments of cooling tower design. *Proceedings of the IASS: Evolution and Trends, Analysis and Construction of Shell and Spatial Structures*. A. Domingo & C. Lazaro, Eds., Valence, Espagne. 198-210, 28 Sep-02 Octobre 2009.

Hillerborg A. The theoretical basis of a method to determine the fracture energy G_f of concrete. *Materials and structures* 18(4). 291-296, 1985.

Hognestad E. A study of combined bending and axial load in reinforced concrete. *Bulletin Series 339*. Urbana : University of Illinois. États-Unis. 128p, 1951.

IASS. Recommendations for the Design of Hyperbolic or Other Similarly Shaped Cooling Towers. *Intern. Assoc. for Shell and Space Structures, Working Group No. 3*. Bruxelles, Belgique. 1977.

Ile N, Reynouard JM. Nonlinear analysis of reinforced concrete shear wall under earthquake loading. *Journal of Earthquake Engineering* 4. 183-213, 2000.

Ile N, Reynouard JM. Behaviour of U-shaped walls subjected to uniaxial and biaxial cyclic lateral loading. *Journal of Earthquake Engineering* 9. 67-94, 2005.

Ile N. Contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique : Apport de l'expérimentation et de la modélisation à la conception. *Thèse de doctorat*. INSA de Lyon, Villeurbanne, France. 264p, 2000.

IS 11504. Criteria for structural design of reinforced concrete natural draught cooling towers. Indian Standard, *Indian Standards Institute*. 1985.

Ji A, Wittek U. Dynamic behaviour of cooling tower shells subjected to stochastic wind load. *Proceedings of the Fourth International Symposium on Natural Draught Cooling Towers*. U. Wittek & WB. Krätzig, Eds., Kaiserslautern, Allemagne. 111-119, 29-31 May 1996.

Jia X. Revisiting the failure mode of a RC hyperbolic cooling tower, considering changes of material and geometric properties. *Engineering Structures* 47. 148-154, 2013.

Jullien JF, Aflak W, L'Huby Y. Cause of deformed shapes in cooling towers. *Journal of Structural Engineering ASCE* 120(5). 1471-1488, 1994.

Krätzig WB, Gould PL, Harte R. Power Technology Shell Structures: Cooling and Solar Updraft Towers. *Proceedings of the IASS: Fifty Years of Progress for Shell and Spatial Structures*. I. Mungan & J.F. Abel, Eds., Madrid, Espagne. Section 7.2, 2010.

Krätzig WB, Gruber KP. Life-cycle damage simulations of natural draught cooling towers. *Proceedings of the Fourth International*

Symposium on Natural Draught Cooling Towers. U. Wittek & WB. Krätzig, Eds., Kaiserslautern, Allemagne. 151-158, 29-31 May 1996.

Krätzig WB, Harte R, Lohaus L, Wittek U. Naturzugkühltürme (Natural draft cooling towers), *Chapter X in Betonkalender Vol 2*. Ernst & Sohn, Eds., Berlin, Allemagne. 231-322, 2007.

Krätzig WB, Konke C, Mancevski D, Gruber KP. Design for durability of natural draught cooling towers by life-cycle simulations. *Engineering Structures* 20. 899-908, 1998.

Krätzig WB. Giga-Shells for Energy Generation: Natural Draft Cooling Towers and Solar Updraft Chimneys. *Proceedings of the Sixth International Symposium on Natural Draught Cooling Towers*. R. Harte & R. Meiswinkel, Eds., Cologne, Allemagne. 17-27, 20-23 Juin 2012.

Kwon M, Spacone E. Three-dimensional finite element analysis of reinforced concrete columns. *Computers and structures* 80. 199-212, 2002.

LaBorderie C. Phénomènes Unilatéraux dans un Matériau Endommageable: Modélisation et Application à l'Analyse de Structures en Béton. *Thèse de doctorat*. École Normale Supérieure de Cachan, Cachan, France. 1991.

Lacombe G. L'exécution des réfrigérants de grande puissance. Exemple de Dampierre-en-Burly et Chinon. *Conférence du 23 Mai*. I.T.B.T.P. 59-65, 1980.

Le Nguyen K. Contribution à la compréhension du comportement des structures renforcées par FRP sous séismes. *Thèse de doctorat*. INSA de Lyon, Villeurbanne, France. 260p, 2015.

Le Nguyen K, Brun M, Limam A, Ferrier E, Michel L. Pushover experiment and numerical analyses on CFRP-retrofit concrete shear walls with different aspect ratios. *Composite Structures* 113. 403-418, 2014.

Lee BJ, Gould PL. Seismic Response of Pile Supported Cooling Towers. *Structural Engineering* 111. 1930-1947, 1985.

Lepretre CH. Calcul à la ruine des structures en béton armé. Mise au point d'un modèle béton en contraintes planes. *Saclay Research report, Commissariat à l'Energie Atomique CEA*. France, 76p, 1988.

Liu M, Gorman DG. Formulation of Rayleigh damping and its extensions. *Computers & Structures* 57(2). 277-285, 1995.

Lu XZ, Chen JF, Ye LP, Teng JG, Rotter JM. RC beams shear-strengthened with FRP: Stress distributions in the FRP reinforcement. *Construction and Building Materials* 23. 1544-1554, 2009.

Lu XZ, Teng JG, Ye LP, Jiang JJ. Intermediate Crack Debonding in FRP-Strengthened RC Beams: FE Analysis and Strength Model. *Journal of Composites for Construction* 11(2). 161-174, 2007.

Lu XZ, Teng JG, Ye LP, Jiang JJ. Meso-scale finite-element model for FRP sheets/plates externally bonded to concrete. *Engineering Structures* 27(4). 564-575, 2005.

Mander JB, Priestley MJN, Park RJT. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering ASCE* 114. 1804-1826, 1988.

Mang HA, Floegl H, Trappel F, Walter H. Wind-loaded reinforced-concrete: buckling or ultimate load?. *Engineering Structures* 5. 163-180, 1983.

Matallah M, LaBorderie C. Inelasticity-damage based model for numerical modeling of concrete cracking. *Engineering Fracture Mechanics* 76. 1087-1108, 2009.

Mazars J. Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non-linéaire et à la rupture du béton de structure. *Thèse de Doctorat*. Université Pierre et Marie Curie (Paris VI), Paris, France. 1984.

Menegotto M, Pinto P. Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. IABSE Symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated loads. Lisbonne, Portugal. 112-123, 1973.

Merabet O, Reynouard JM. Formulation d'un modèle élasto-plastique fissurable pour le béton sous chargements cycliques. *Note EDF*, n° 1-943-002, 84p, 1999.

Merabet O. Modélisation des structures planes en béton armé sous chargement monotone et cyclique. *Thèse de Doctorat*. INSA de Lyon, Villeurbanne, France, 267p, 1990.

Min CS. Design and ultimate behavior of RC plates and shells. *Nuclear Engineering and Design* 228. 207-223, 2004.

Min CS. Design and ultimate behavior of RC plates and shells: two case studies. *Structural Engineering Mechanics* 14(2). 171-190, 2002.

Mindlin RD. Influence of rotatory inertia and shear on flexural motions of isotropic, elastic plates. *ASME Journal of Applied Mechanics* 18. 31-38, 1951.

Mirmiran A. Analytical and experimental investigation of reinforced concrete columns encased in fiberglass tubular jackets and use of fiber jacket for pile splicing. *Final Report, Contract No. B-9135, Florida Department of Transportation*, Tallahassee, FL, États-Unis. 1997.

Mirmiran A, Shahawy M. Behavior of concrete columns confined by fiber composites. *Journal of Structural Engineering ASCE* 123. 583-590, 1997.

Mirmiran A, Zagers K, Yuan W. Nonlinear finite element modeling of concrete confined by fiber composites. *Finite Elements in Analysis and Design* 35. 79-96, 2000.

Montag U, Busch D, Harte R, Krätzig WB. The 200 m Niederaussen tower- design and static approach. *Proceedings of the Fifth International Symposium on Natural Draught Cooling Towers*. I. Mungan & U. Wittek, Eds., Istanbul, Turquie. 189-200, 20-22 May 2004.

Morita S, Kaku T. Cracking and deformation of reinforced concrete beams subjected to tension. *Liege colloquium inter-association*. 1975.

Mortazavi A, Pilakoutas K, Son KS. RC column strengthening by lateral pre-tensioning of FRP. *Construction and Building Materials* 17(6-7). 491-497, 2003.

Muhlhaus HB, Aifantis EC. A variational principle for gradient plasticity. *Solids and Structures* 28. 845-857, 1991.

Mungan I. Buckling Stress of Hyperboloidal Shells. *Journal of Structural Division ASCE* 102(10). 2005-2020, 1976.

Nahas G. Calcul à la ruine des structures en béton armé. *Thèse de Doctorat*. Université de Paris VI, France, 210p, 1986.

Nanni A, Bradford NM. FRP-jacketed concrete under uniaxiale compression. *Construction and Building Materials* 9. 115-124, 1995.

Ngo S, Scordelis AC. Finite elements analysis of reinforced concrete beams. *American Concrete Institute* 64(14). 152-163, 1967.

Niemann H-J, Köpper H-D. Influence of adjacent buildings on wind effects on cooling towers. *Proceedings of the Fourth International Symposium on Natural Draught Cooling Towers*. U. Wittek & WB. Krätzig, Eds., Kaiserslautern, Allemagne. 83-91, 29-31 May 1996.

Niemann H-J, Köpper H-D. Provision for interference effects in non-symmetric design of cooling towers. *Proceedings of the Fifth International Symposium on Natural Draught Cooling Towers*. I. Mungan & U. Wittek, Eds., Istanbul, Turquie. 105-111, 20-22 May 2004.

Nilson AH. Nonlinear analysis of reinforced concrete by the finite element method. *American Concrete Institute* 65(9). 757-766, 1968.

Noh HC. Nonlinear behavior and ultimate load bearing capacity of reinforced concrete natural draught cooling tower shell. *Engineering Structures* 28. 399-410, 2006.

Noh S-Y, Harte R, Lee S-Y. Influence of Cooling Tower Shell Shape on Structural Behavior. *Proceedings of the Sixth International Symposium on Natural Draught Cooling Towers*. R. Harte & R. Meiswinkel, Eds., Cologne, Allemagne. 273-282, 20-23 Juin 2012.

Noh S-Y, Krätzig WB, Meskouris K. Numerical simulation of serviceability, damage evolution and failure of reinforced concrete shells. *Computers and Structures* 81. 843-857, 2003.

Orlando M. Wind-induced interference effects on two adjacent cooling towers. *Engineering Structures* 23. 979-992, 2001.

Ottosen NS. Constitutive model for short-time loading of concrete. *Journal of Engineering Mechanics ASCE* 105.127-141, 1979.

Park R, Priestley MJN, Gill WD. Ductility of Square-confined concrete columns. *Journal of the Structural Division* 108(4).929-950, 1982.

Pascu I. Contribution à l'analyse d'éléments en béton armé sollicités en membrane et flexion biaxiale: Expérimentation, modélisation, validation. *Thèse de doctorat*, INSA de Lyon, Villeurbanne, France. 218p, 1995.

Pecker A. Dynamique des structures et des ouvrages. *Cours ENPC* (http://www.enpc.fr/fr/formations/ecole_virt/cours/pecker/index.htm) dernière consultation le 04/12/2014. 2006.

Peerlings RHJ, De Borst R, Brekelmans WAM, De Vree JHP. Gradient-enhanced damage for quasi-brittle materials. *Numerical Methods in Engineering* 39. 3391-3403, 1996.

Picher F, Rochette P, Labossière P. Confinement of concrete cylinders with CFRP. *Proceedings of the First International Conference Composites in Infrastructure*. H. Saadatmanesh & MR. Ehsani, Eds., Tucson, AZ, États-Unis. 903-916, 1996.

Pijaudier-Cabot G, Bazant ZP. Non-local damage theory. *Journal of Engineering Mechanics ASCE* 113. 1512-1533, 1987.

Pol P. Modélisation du comportement élastoplastique de coques minces par éléments finis. *Thèse de doctorat*, Université de technologie de Compiègne, France. 320p, 1992.

Polak MA, Vecchio FJ. Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Shells. *Journal of Structural Engineering* 119(12). 3439-3462, 1993.

Polak MA, Vecchio FJ. Reinforced concrete shell elements subjected to bending and membrane loads. *ACI Structural Journal* 91(2). 261-268, 1994.

Pons G. Rhéologie et fissurabilité des bétons et micro-bétons soumis à des chargements harmoniques de faible fréquence. *Thèse d'état*. Université Paul Sabatier, Toulouse, France, 328p, 1989.

Radwańska M, Waszczyszyn Z. Buckling Analysis of a Cooling Tower Shell with Measured and Theoretically-Modelled Imperfections. *Thin-Walled Structures* 23. 107-121, 1995.

Ramanjaneyulu K, Zahlten W, Krätzig WB. Nonlinear dynamic response of wind loaded cooling tower shells. *Proceedings of the Fourth International Symposium on Natural Draught Cooling Towers*. U. Wittek & WB. Krätzig, Eds., Kaiserslautern, Allemagne. 93-101, 29-31 May 1996.

Ramtani S. Contribution à la modélisation multiaxiale du béton incluant les effets unilatéraux. *Thèse de doctorat*, Université Paris 6, Paris, France. 1990.

Rashid YR. Analysis prestressed concrete pressure vessels. *Nuclear Engineering and Design* 7. 334-344, 1968.

Reynouard JM. Structures planes en béton armé – Elaboration d'un modèle de comportement jusqu'à la ruine et résolution numérique. *Thèse de Docteur Ingénieur*. INSA de Lyon, Villeurbanne, France, 187p, 1974.

Richard B, Ragueneau F, Cremona C, Adelaide L, Tailhan JL. A three-dimensional steel/concrete interface model including corrosion effects. *Engineering Fracture Mechanics* 77. 951-973, 2010.

Richard B. Comportement des éléments de structures en béton armé dégradés par corrosion; la problématique de la modélisation de l'interface acier/béton en présence de corrosion. *Thèse de doctorat*. Université Paris Est, Paris, France, 238p, 2010.

Rochdi EH, Bigaud D, Ferrier E, Hamelin P. Ultimate behavior of CFRP strengthened RC flat slabs under a centrally applied load. *Composite Structures* 77. 69-78, 2006.

Rochette P, Labossière P. A plasticity approach for concrete columns confined with composite materials. *Proceedings Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, CSCE*. El-Badry, Ed. 359-366, 1996.

Saadatmanesh H, Ehsani MR, Li MW. Strength and ductility of concrete columns externally reinforced with fiber composite straps. *ACI Structural Journal* 91. 434-447, 1994.

Sabourin F, Salle E. Calcul des structures par éléments finis. Polycopié, *INSA de Lyon*, 2000.

Salomon M, Gallias JL. Durabilité des voiles minces en béton armé. Cas des réfrigérants atmosphériques. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, n° 496, 1991.

Samaan M, Mirmiran A, Shahawy M. Model of concrete confined by fiber composites. *Journal of Structural Engineering ASCE* 124. 1025-1031, 1998.

Schmitt N. CPT Vérification de la tenue au séisme au-delà du dimensionnement de l'aéroréfrigérant de la tour A. *Note EDF, ENGSGC130041*, 2012.

Sen SK, Gould PL. Hyperboloidal Shells on Discrete Supports. (Technical Note), *Journal of Structural Division ASCE*, 99. 595-603, 1973.

SNBATI. Règles de conception et de réalisation des réfrigérants atmosphériques en béton armé. *Le Syndicat National du Béton Armé*. 1996.

Suaris W, Shah SP. Rate sensitive damage theory for brittle solids. *Journals of Engineering Mechanics ASCE* 110(6). 985-997, 1984.

Tataie L. Méthodes simplifiées basées sur une approche quasi-statique pour l'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages soumis à des excitations sismiques. *Thèse de doctorat*. INSA de Lyon, Villeurbanne, France. 212p, 2011.

Trappel F. *Thèse d'Ingénieur*, Université technique de Vienne, Autriche. 1983.

Terrien M. Émission acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction. *Bulletin de liaison Ponts et Chaussées*, n°105, Paris, France. 65-72, 1980.

Triantafillou TC, Shah SP. Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded FRP composites. *ACI Structural Journal* 95(2). 107-115, 1998.

Vecchio FJ, Collins MP. The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *ACI Structural Journal* 83(2). 219-231, 1986.

Verpaux P, Charras T, Millard A. CASTEM 2000 une approche moderne du calcul des structures. *Calcul des structures et intelligences artificielle*, Pluralis. 261-271, 1988.

VGB-R 610 e. BTR-Guideline. Structural Design of Cooling Towers, VGB PowerTeche.V. *Technical Association of Large Power Plant Operators*, Essen, Translation of German, Ed. 2010.

VIK 1970. Technischer Leitfaden zum Bestellen von Kühltürmen, Essen, Energieberatung GmbH (en Allemand). 1970.

Walraven JC. Aggregate interlock : a theoretical and experimental analysis. *Thèse de doctorat, TU, Delft*, Pays-Bas. 1980.

Waszczyszyn Z, Pabisek E, Pamin J, Radwańska M. Nonlinear analysis of a RC cooling tower with geometrical imperfections and a technological cut-out. *Engineering Structures* 22. 480-489, 2000.

William KJ, Warnke EP. Constitutive model for the triaxial behavior of concrete. *IABSE Seminar on Concrete Structures subjected to triaxial stresses, Vol III-I*, 1974.

Willam K, Pramono E, Sture S. Fundamental issues of smeared crack models. *International Conference on Fracture of concrete and rock*. 192-207, Bethel, États-Unis. 1987.

Witasse R, Georgin JF, Reynouard JM. Nuclear cooling tower submitted to shrinkage; behaviour under weight and wind. *Nuclear Engineering and Design* 217. 699-716, 2002.

Witasse R. Contribution à la compréhension du comportement d'une coque d'aéroréfrigérant vieilli: définition d'un état initial, influence des effets différés sous sollicitations hydro-mécaniques. *Thèse de doctorat*, INSA de Lyon, Villeurbanne, France. 205p, 2000.

Wong R, Vecchio F. Towards Modeling of Reinforced Concrete Members with Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer Composites. *ACI Structural Journal* 100(1). 47-55, 2003.

Wörmann R. Zur Erfassung hygrothermischer Einflüsse auf das nichtlineare Tragund Schädigungsverhalten von Stahlbetonflächentragwerken. *Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Heft 2* (en Allemand). Université de Bergische, Wuppertal, Allemagne. 2004.

Wu Z, Yuan H, Niu H. Stress Transfer and Fracture Propagation in Different Kinds of Adhesive Joints. *Journal of Engineering Mechanics* 128(5). 562-573, 2002.

Zhao L, Ge YJ. Wind loading characteristics of super-large cooling towers. *Wind and Structures* 13(4). 257-274, 2010.

Annexes

A1. Analyses paramétriques en linéaire

A1.1 Effet de l'amortissement (2%, 5% et 7%)

A1.11 Calcul sismique en élastique ($\xi = 2\%$)

Les illustrations des figures (Figure A.1 et Figure A.2) montrent les isovaleurs de déplacement U_z et U_r de la coque pour plusieurs pas de temps de calcul. Ces temps ont été choisis afin de correspondre à :

- 5.94 s au voisinage de l'accélération maximale.
- 6.08 s temps où l'on enregistre le plus grand déplacement radial au sommet de la coque.
- 8.56 s temps où l'on enregistre le plus grand déplacement radial à la base de la coque (en tête de poteau du supportage).

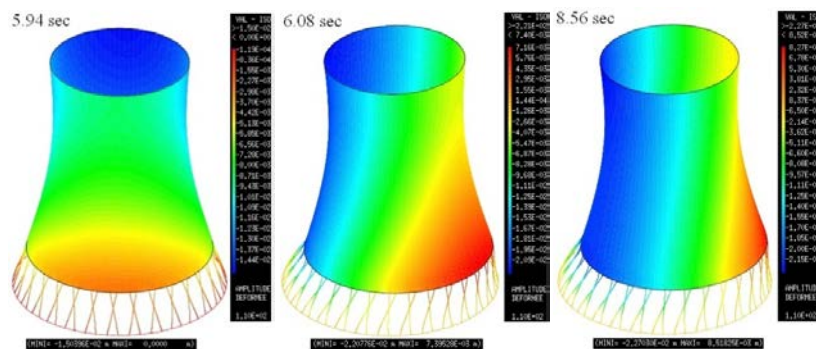


Figure A.1 Isovaleurs du déplacement U_z en m ($\xi = 2\%$)

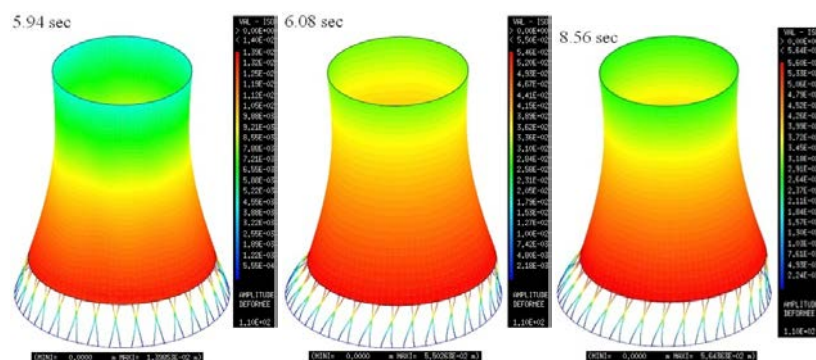


Figure A.2 Isovaleurs du déplacement U_r en m ($\xi = 2\%$)

La Figure A.3 illustre les déplacements radiaux de la méridienne pour plusieurs pas de temps.

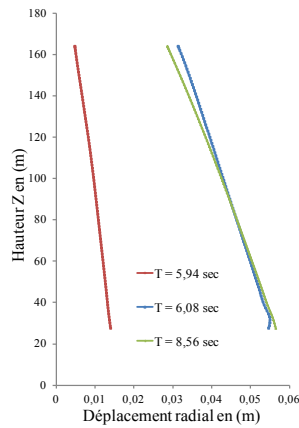


Figure A.3 Déplacement radial de la méridienne en m ($\xi = 2\%$)

Le Tableau A.1 représente les valeurs max des contraintes circonférentielle, axiale et de cisaillement pour différents temps de calcul.

Tableau A.1 Valeurs maximales des contraintes dans la coque ($\xi = 2\%$)

Temps [s]	Contrainte circonférentielle [MPa]	Contrainte axiale [MPa]	Contrainte de cisaillement [MPa]
5.94	+0.51	+0.21	+0.66
	-2.03	-2.02	-0.63
6.08	+1.29	+0.89	+1.51
	-3.14	-2.28	-1.45
8.56	+1.88	+1.88	+1.43
	-2.85	-2.85	-1.29

Le Tableau A.2 représente les valeurs maximales N, T et M dans le supportage.

Tableau A.2 Valeurs maximales des efforts dans le supportage ($\xi = 2\%$)

Effort axial [MN]	-18.07
Effort tranchant [MN]	+0.30
Effort tranchant [MN]	+0.49
Moment de torsion [MN.m]	+0.09
Moment de flexion [MN.m]	+6.14
Moment de flexion [MN.m]	+1.19

A partir du torseur d'efforts, nous déterminons les contraintes :

- La contrainte issue de l'effort axial $\sigma = \frac{N}{S}$
- Les contraintes de cisaillement : $\tau_{yx} = \frac{T_y}{S}$; $\tau_{zx} = \frac{T_z}{S}$
La contrainte maximale vaut $\tau_{\max} = \frac{3}{2} \frac{T}{S}$
- Les contraintes de flexion : $\sigma_{xx \max} = \frac{M_{fz}}{I_{Gz}/V}$; $\sigma_{yy \max} = \frac{M_{fy}}{I_{Gy}/V}$
- La contrainte de torsion : $\sigma_{zz \max} = \frac{M_t}{I_G/V}$

Où : N est l'effort axial. S est la section droite de la poutre. T_y et T_z sont les efforts tranchants. I_{Gy} Moment d'inertie par rapport à l'axe local O_y . I_{Gz} Moment d'inertie par rapport à l'axe local O_z . I_G Moment d'inertie de torsion. M_{fz} et M_{fy} sont les moments de flexion. $V = h/2$; h est la hauteur du poteau. Le Tableau A.3 représente les contraintes max dans le supportage.

Tableau A.3 Valeurs maximales des contraintes dans le supportage ($\xi = 2\%$)

σ_x normale [MPa]	$\sigma_y + \sigma_z$ cisaillement [MPa]	σ_{zz} torsion [MPa]	$\sigma_{xx} + \sigma_{yy}$ flexion [MPa]
-18.07	+1.19	+0.43	+21.27

Les figures (Figure A.4-Figure A.6) donnent l'état de contrainte circonférentielle sur les différentes couches de la coque et pour différents pas de temps.

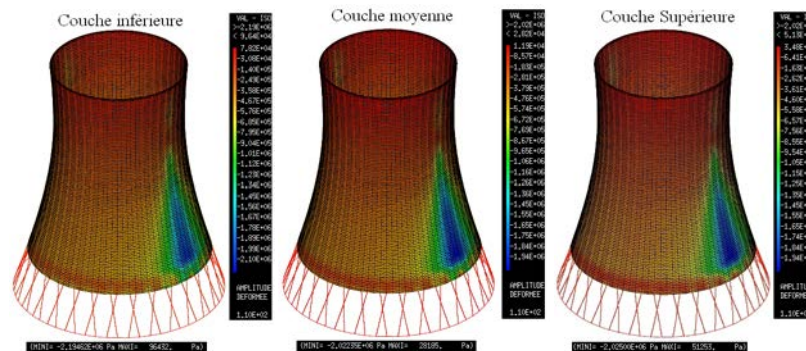


Figure A.4 Isovaleurs des contraintes circonférentielles en Pa à 5.94 s ($\xi = 2\%$)

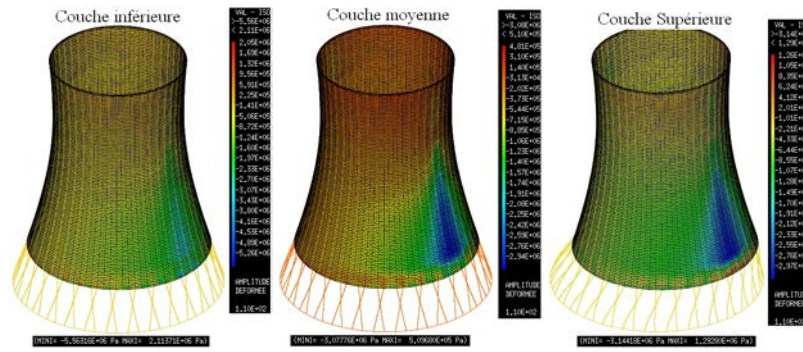


Figure A.5 Isovaleurs des contraintes circonférentielles en Pa à 6.08 s ($\xi = 2\%$)

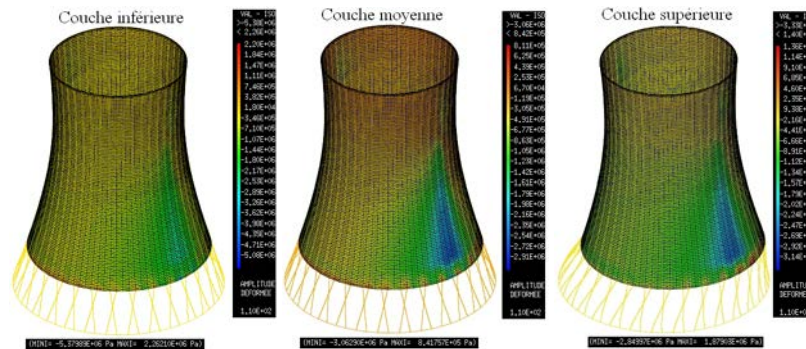


Figure A.6 Isovaleurs des contraintes de cisailement en Pa à 8.56 s ($\xi = 2\%$)

A1.12 Calcul sismique en élastique ($\xi = 5\%$)

Le chargement utilisé dans ce calcul ainsi que le paramétrage de la table sont identiques à ceux utilisés dans le calcul précédant avec 2% d'amortissement. L'objet étant d'évaluer le seul effet de l'amortissement.

Les illustrations des figures (Figure A.7 et Figure A.8) montrent les isovaleurs des déplacements U_z et U_r de la coque pour plusieurs pas de temps. Ces temps ont été choisis afin de correspondre à :

- 5.94 s temps au voisinage de l'accélération maximale.
- 6.06 s temps pour lequel on enregistre le plus grand déplacement radial au sommet de la coque.
- 6.10 s temps pour lequel on enregistre le plus grand déplacement radial à la base de la coque (tête de poteau).

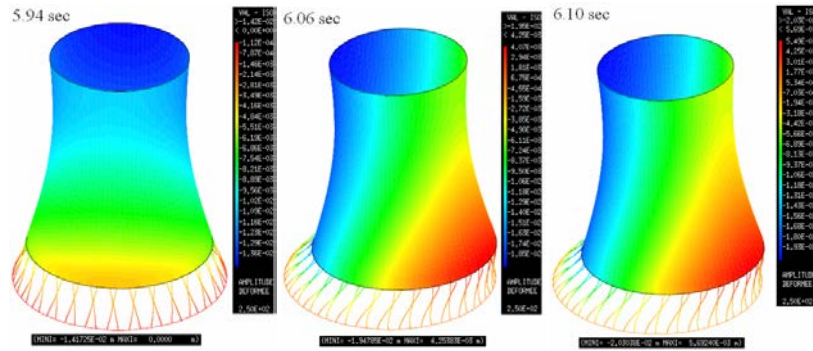


Figure A.7 Isovaleurs du déplacement U_z en m ($\xi = 5\%$)

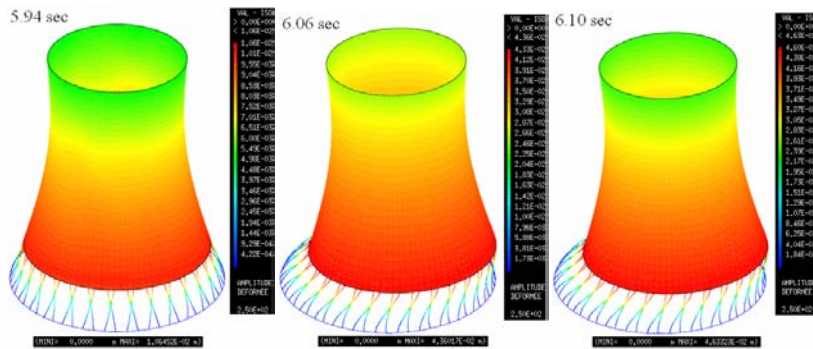


Figure A.8 Isovaleurs du déplacement U_r en m ($\xi = 5\%$)

La Figure A.9 illustre les déplacements radiaux de la méridienne pour plusieurs pas de temps.

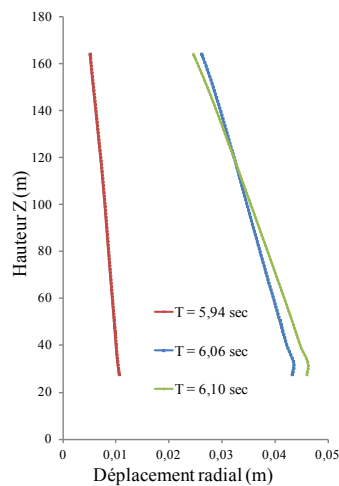


Figure A.9 Déplacement radial de la méridienne en m ($\xi = 5\%$)

Le Tableau A.4 représente les valeurs max des contraintes circonférentielle, axiale et de cisaillement à différents temps de calcul.

Tableau A.4 Valeurs maximales des contraintes dans la coque ($\xi = 5\%$)

Temps [s]	Contrainte circonférentielle [MPa]	Contrainte axiale [MPa]	Contrainte de cisaillement [MPa]
5.94	+0.77 -2.13	+0.29 -2.15	+0.69 -0.64
6.06	+1.52 -4.74	+1.04 -2.69	+1.77 -1.83
6.10	+1.60 -4.79	+1.27 -2.75	+1.77 -1.83

Le Tableau A.5 représente les contraintes max dans le supportage.

Tableau A.5 Valeurs maximales des contraintes dans le supportage ($\xi = 5\%$)

σ_x normale [MPa]	$\sigma_y + \sigma_z$ cisaillement [MPa]	σ_{zz} torsion [MPa]	$\sigma_{xx} + \sigma_{yy}$ flexion [MPa]
-15.4	+1.03	+0.36	+17.69

Les figures (Figure A.10 à Figure A.12) montrent l'état des contraintes circonférentielle, axiale et de cisaillement sur les différentes couches de la coque et pour différents pas de temps.

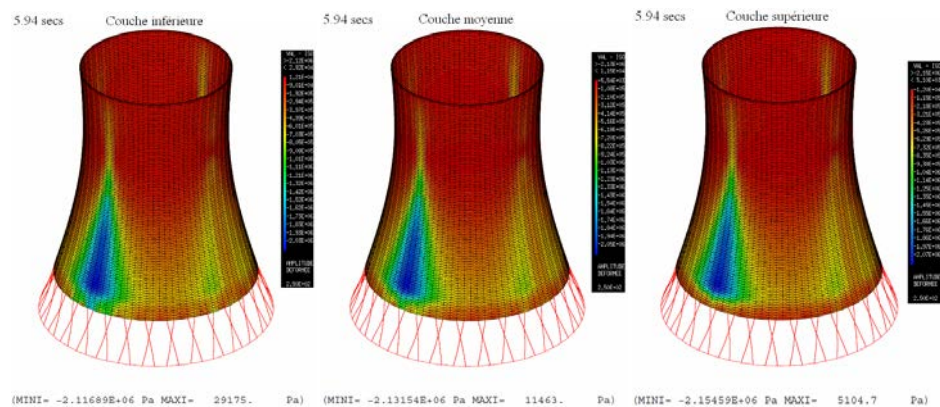


Figure A.10 Isovaleurs des contraintes axiales en Pa à 5.94 s ($\xi = 5\%$)

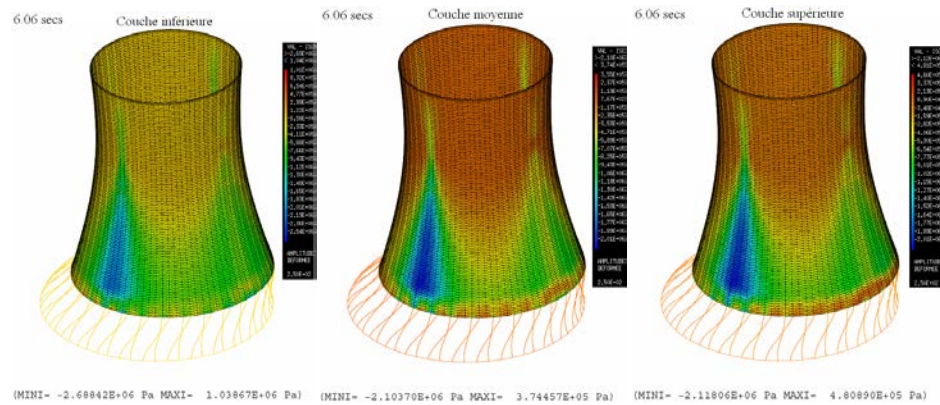


Figure A.11 Isovaleurs des contraintes axiales en Pa à 6.06 s ($\xi = 5\%$)

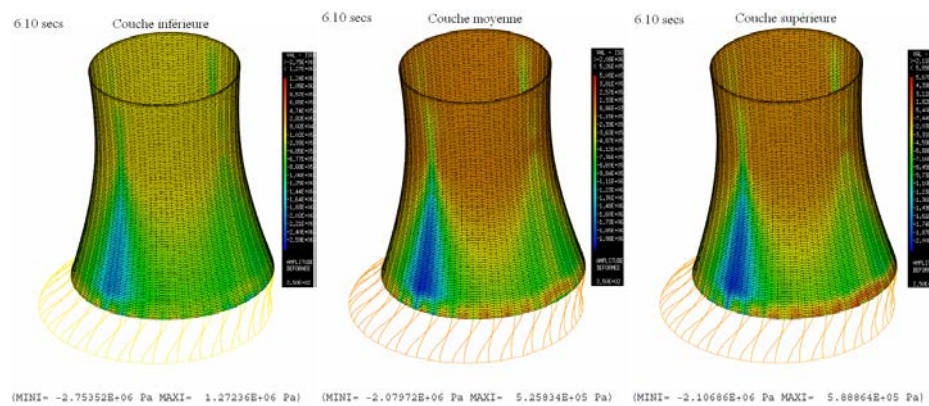


Figure A.12 Isovaleurs des contraintes axiales en Pa à 6.10 s ($\xi = 5\%$)

A1.13 Calcul sismique en élastique ($\xi = 7\%$)

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées dans ce calcul ainsi que le paramétrage de la table sont identiques aux caractéristiques du calcul précédent (5% d'amortissement). La comparaison des déplacements des calculs avec 2, 5 et 7% d'amortissement sont détaillés dans les figures (Figure A.13 et Figure A.14).

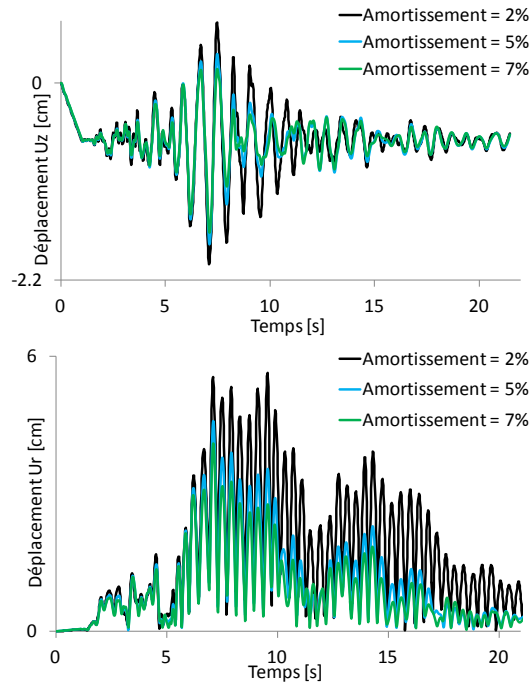


Figure A.13 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet du supportage ($\xi = 2\%$, 5% et 7%)

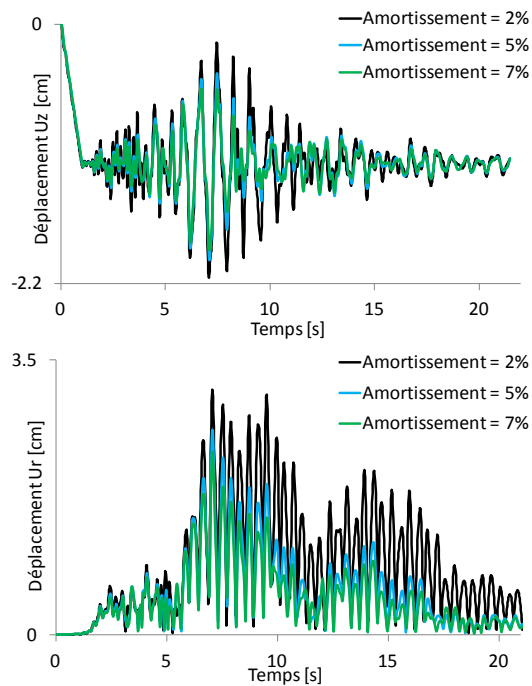


Figure A.14 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet de la coque ($\xi = 2\%$, 5% et 7%)

Le Tableau A.6 représente les valeurs max des contraintes circonférentielle, axiale et de cisaillement à différents temps de calcul.

Tableau A.6 Valeurs maximales des contraintes dans la coque ($\xi = 7\%$)

Temps [s]	Contrainte circonférentielle [MPa]	Contrainte axiale [MPa]	Contrainte de cisaillement [MPa]
5.94	+0.83	+0.26	+0.70
	-2.15	-2.19	-0.64
6.06	+1.24	+0.81	+1.62
	-4.35	-2.49	-1.67
6.10	+1.32	+1.01	+1.63
	-4.40	-2.56	-1.68

Le Tableau A.7 représente les contraintes max dans le supportage.

Tableau A.7 Valeurs maximales des contraintes dans le supportage ($\xi = 7\%$)

σ_x normale [MPa]	$\sigma_y + \sigma_z$ cisaillement [MPa]	σ_{zz} torsion [MPa]	$\sigma_{xx} + \sigma_{yy}$ flexion [MPa]
-14.3	+1.95	+0.32	+16.00

A1.2 « Effet filtre » lié au pas de temps de la sauvegarde

Nous comparons ci-dessous les résultats pour différents pas de sauvegarde, ce afin de certifier qu'il n'y a pas de biais (effet filtre) introduit par la méthode d'exploitation des résultats. Les déplacements des points au sommet de la coque et du supportage des différents calculs (pas de temps : 0.02, 0.01 et 0.005) sont comparés dans les figures (Figure A.15 et Figure A.16).

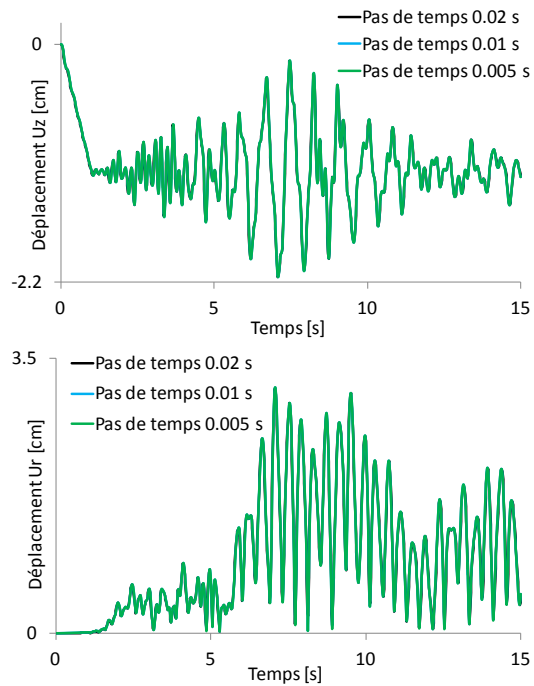


Figure A.15 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet de la coque (0.02 s, 0.01 s et 0.005 s)

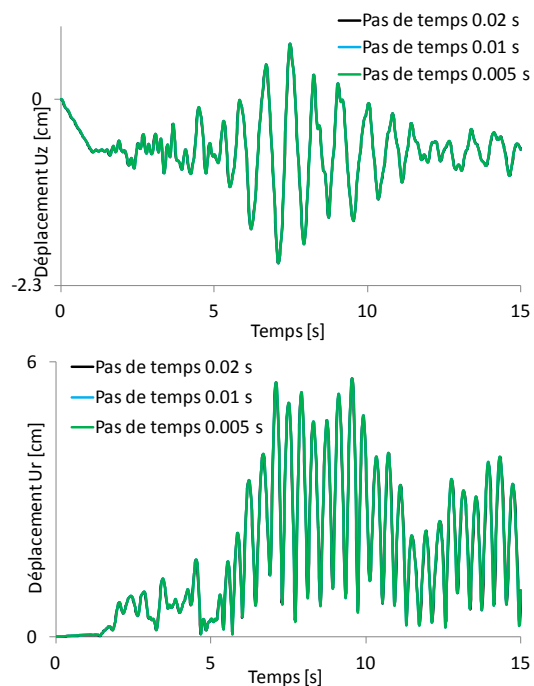


Figure A.16 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet du supportage (0.02 s, 0.01 s et 0.005 s)

A1.3 Des différentes combinaisons de charges sismiques

Dans cette partie, conformément aux recommandations de l'ASN, nous étudions la réponse dynamique de la structure à 5 combinaisons d'accélération générées à partir du spectre sismique. Les réponses en déplacement, suite à l'application des différentes combinaisons de charge, d'un point au sommet de la coque et d'un point à la base de la coque, sont illustrées dans les figures (Figure A.17-Figure A.20).

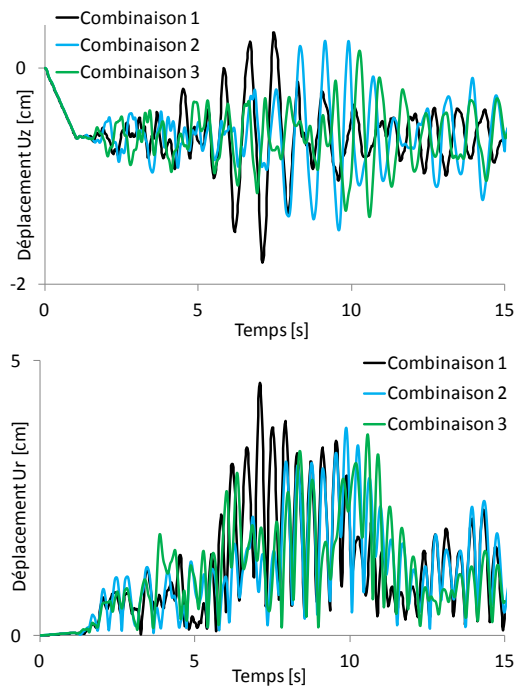


Figure A.17 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet du supportage (combinaison 1, 2 et 3)

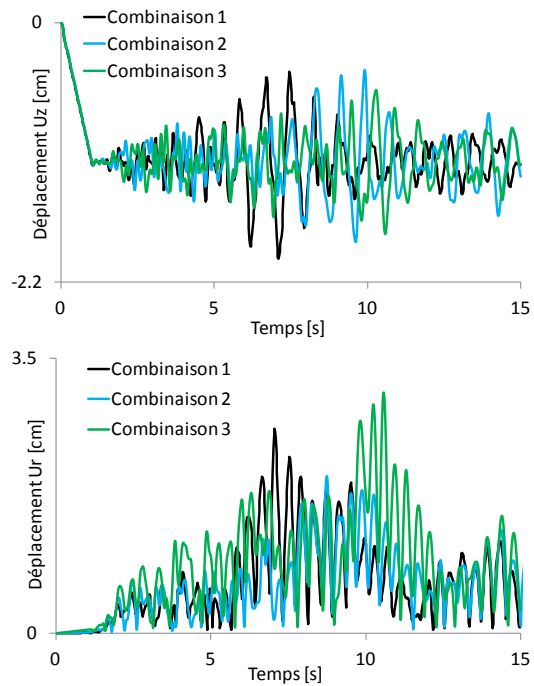


Figure A.18 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet de la coque (combinaison 1, 2 et 3)

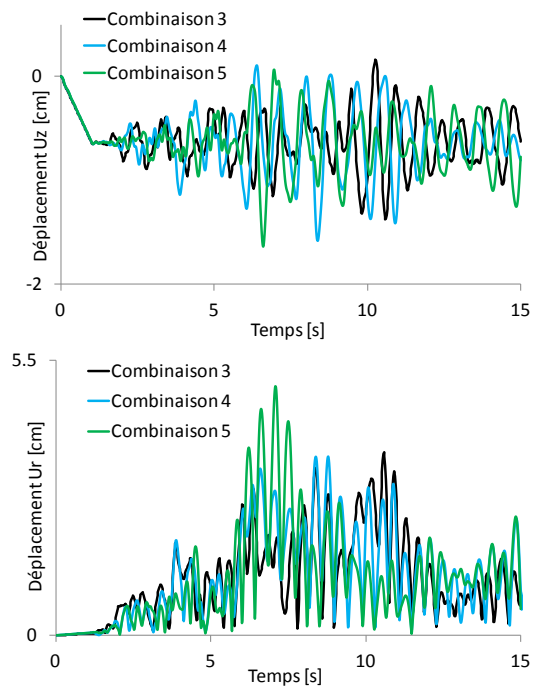


Figure A.19 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet du supportage (combinaison 3, 4 et 5)

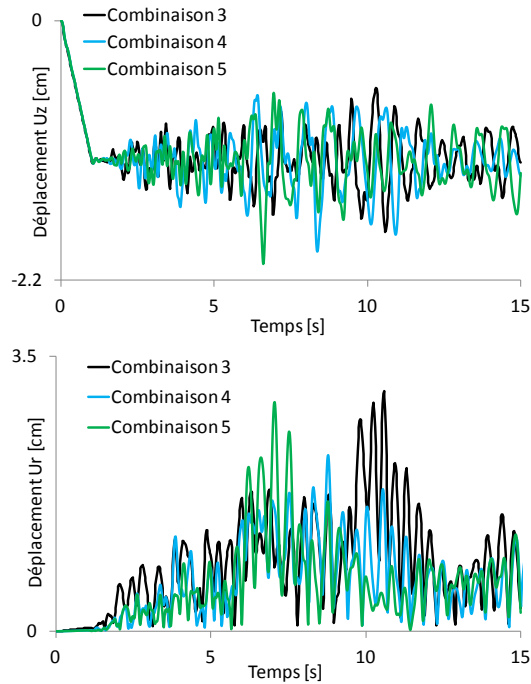


Figure A.20 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet de la coque (combinaison 3, 4 et 5)

Le Tableau A.8 représente un récapitulatif des résultats en déplacement des différentes combinaisons de charge, les valeurs les plus grandes sont marquées en rouge.

Tableau A.8 Tableau récapitulatif des déplacements radiaux et axiaux

	Ur max [cm]		Uz max [cm]	
	Sommet	Base	Sommet	Base
Combinaison 1	2.70	4.60	2.00	-1.80
Combinaison 2	1.85	4.27	-1.86	-1.50
Combinaison 3	2.32	3.66	-1.79	-1.67
Combinaison 4	2.43	4.74	-1.96	-1.58
Combinaison 5	2.98	5.61	-2.07	-1.64

Les déplacements, dans tous les cas considérés, restent faibles au vu de l'élancement de la structure. Par ailleurs, dans cette partie, la modélisation de la structure de dispersion n'est pas prise en compte, l'approche est donc très conservative.

A1.4 Analyse de l'influence de la non-linéarité matériau

L'objet ici est de comparer le calcul élastique au calcul non linéaire. Dans ce modèle on adopte un comportement non-linéaire pour la coque et on maintien le supportage en élastique, les bracons ne sont pas modélisés. Après l'application du poids propre en 1 s nous appliquons le séisme jusqu'à 14 s, notre objectif est de diminuer le temps de calcul, sachant que les pics d'accélération et l'essentiel du séisme est appliqué en deçà des 14 s. Les résultats sont détaillés dans les figures (Figure A.21 et Figure A.22).

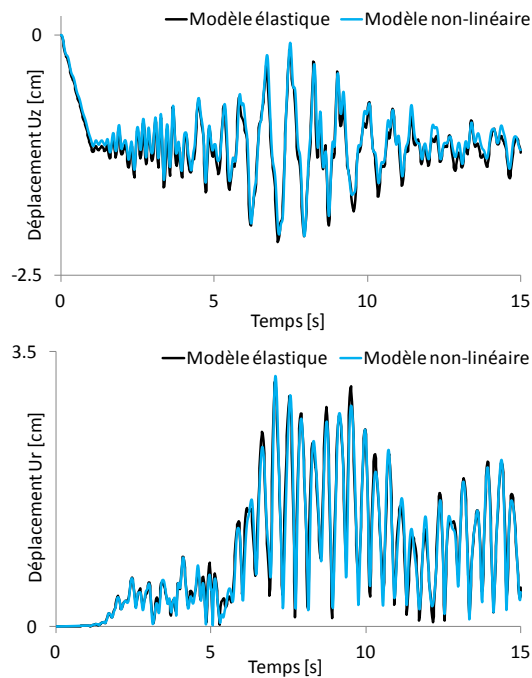


Figure A.21 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet de la coque (modèle élastique linéaire et modèle non linéaire)

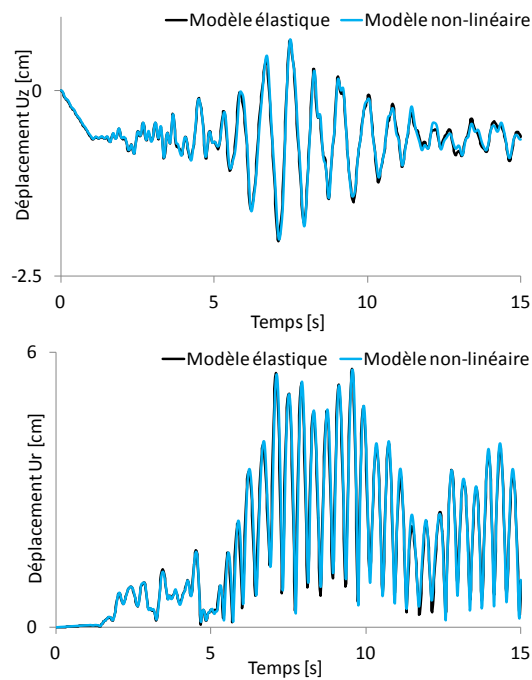


Figure A.22 Comparaison des déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet du supportage (modèle élastique linéaire et modèle non linéaire)

La Figure A.23 illustre les zones où le béton a atteint le critère de fissuration. (6.08 s déplacement U_r max au sommet de la coque) et (8.56 s déplacement U_r max à la base de la coque).

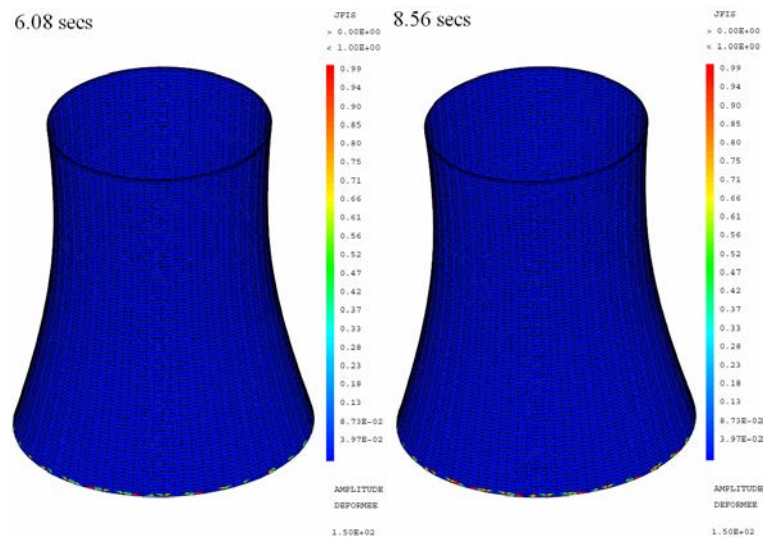


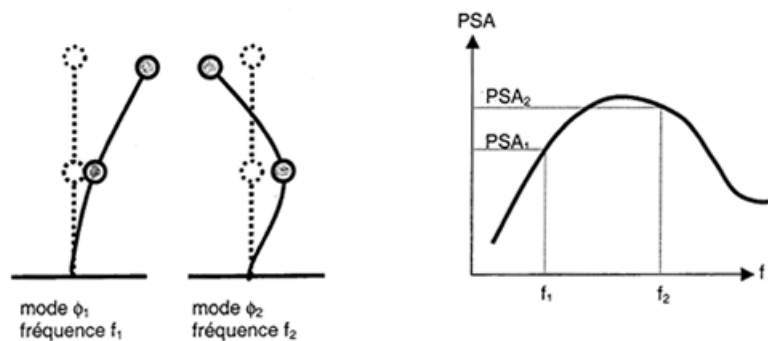
Figure A.23 Fissuration de la coque à 6.08 s et 8.56 s (Combinaison 1)

Les résultats montrent que les fissures apparaissent seulement en bas de coque (partie en contact avec le supportage) et que cette zone est très confinée. Cela est en concordance avec la première observation faite sur les résultats en déplacements et déformée de la coque où on a conclu que la coque se déplace comme un corps rigide ce qui implique des gradients de contrainte à l'interface coque supportage. Par ailleurs on confirme sur la base de ces résultats que l'on se situe au tout début de fissuration, car le modèle non linéaire colle au modèle linéaire pour ce qui est de la réponse en déplacement. Ceci est noté pour les différents niveaux de la structure, en tête de coque, et à sa base.

A2. La méthode spectrale et recombinaison modale

A2.1 Méthode spectrale

Réf : (Combescure, 2006)



Considérons une structure à dimensionner ou à vérifier vis-à-vis du risque sismique (ce peut être un bâtiment sur le sol ou un équipement au niveau du sol ou sur un plancher). La méthode spectrale permet de déterminer la réponse maximale au cours du temps d'une structure élastique soumise à une excitation sismique dont on ne connaît pas le profil temporel mais pour laquelle on dispose d'un SRO (un spectre de sol pour un bâtiment ou un spectre de sol ou d'un plancher pour un équipement).

Le principe de la méthode consiste à :

- On effectue une modélisation de la structure (modèle de type éléments finis par exemple) dans un repère global d'étude noté (O, X, Y, Z). Soient M, C et K les matrices de masse, d'amortissement

et de rigidité de la structure et X_r le vecteur déplacement relatif de la structure par rapport au sol.

L'équation de mouvement de la structure s'écrit alors :

$$M\ddot{X}_r + C\dot{X}_r + KX_r = -MU_{\gamma(t)} \quad (\text{A.1})$$

Dans cette dernière équation, U est un vecteur composé de 1 dans la direction du séisme et de 0 dans les autres directions. De plus, l'accélérogramme $\gamma(t)$ peut être différent suivant la direction d'excitation.

- On détermine une base modale de la structure en calculant les valeurs propres de l'équation :

$$\det(K - \omega^2 M) = 0 \quad (\text{A.2})$$

Les racines ω_j de cette équation sont les pulsations propres de la structure dont on déduit les fréquences propres $f_j = \omega_j/2\pi$. A chaque fréquence propre est associé un vecteur Φ_j qui vérifie :

$$(K - \omega_j^2 M)\Phi_j = 0 \quad (\text{A.3})$$

Le vecteur Φ_j est appelé déformée modale. L'une des normalisations des modes propres de la structure consiste à normer l'amplitude maximale des Φ_j à 1. On crée alors une base Φ de P vecteurs propres appelée base modale telle que :

$$\Phi = \phi_1, \dots, \phi_P \quad (\text{A.4})$$

Le vecteur X_r se décompose dans la base modale Φ par la relation :

$$X_r(t) = \sum_{i=1}^p d_i(t)\phi_i \text{ ou } X_r = \Phi D \text{ avec } D = d_1, \dots, d_p \quad (\text{A.5})$$

- On détermine la réponse sismique de chacun des modes par projection de l'équation du mouvement de la structure (A.1) sur la base modale. L'équation projetée s'écrit alors :

$$\Phi^T M \Phi \ddot{D} + \Phi^T C \Phi \dot{D} + \Phi^T K \Phi D = -\Phi^T M U_{\gamma(t)} \quad (\text{A.6})$$

- Le déplacement relatif maximal X_r de la structure soumise à un séisme dans la direction U est alors égal à $X_r = \sum_i d_i \Phi_i$.

A2.2 Calcul par recombinaison modale

Réf : (Combescure, 2006)

Considérons plusieurs modes propres:

$$M \frac{\partial^2 U}{\partial t^2} + C \frac{\partial U}{\partial t} + KU = F(t) \quad (\text{A.7})$$

$$U = \sum_i u_i(t) \Phi_i(X) \quad (\text{A.8})$$

Une écriture plus condensée utilisant des matrices rectangulaires dont les colonnes sont formées des vecteurs propres et des vecteurs rassemblant les déplacements généralisés peut être utilisée :

$$U = \bar{\Phi}(X)u(t) \quad (\text{A.9})$$

Si le contenu fréquentiel du chargement $F(t)$ est tel que seuls les P modes de plus basses fréquences sont excités, on peut alors écrire :

$$U(t) = \sum_{i=1}^P u_i(t) \Phi_i(X) = \sum_{i=1}^P \tilde{u}_i(t) \frac{\langle \Phi_i, F \rangle}{\langle \Phi_i, M \Phi_i \rangle} \Phi_i(X) \quad (\text{A.10})$$

Les déplacements d'une structure peuvent donc être calculés à chaque instant en projetant le chargement sur chacun des modes et en calculant la réponse de P systèmes à 1 ddl (les modes propres). Les évolutions temporelles des déformations et efforts internes peuvent aussi être déterminées en calculant les gradients (spatiaux) nécessaires et utiliser les lois de comportement matérielles nécessaires.

Les données utiles au dimensionnement sont généralement les valeurs extrêmes (des efforts internes, contraintes ou déplacements). De plus, les spectres d'oscillateur utilisés en séisme donnent les valeurs extrêmes (en déplacement par exemple) ou les efforts statiques correspondants. En présence de plusieurs modes, il faut donc cumuler les effets de chacun des modes. Plusieurs règles de cumul existent (SRSS, CQC, ...). Une des plus simples est le cumul quadratique simple (Square Root of the Sums of the Squares) utilisable lorsque les modes ont des fréquences suffisamment distinctes. Les valeurs extrêmes sont calculées en faisant une moyenne quadratique. Par exemple, pour les déplacements:

$$(U^{max}(X))^2 = \sum_{i=1}^P \left(\tilde{u}_i^{max}(t) \frac{\langle \Phi_i, F \rangle}{\langle \Phi_i, M \Phi_i \rangle} \Phi_i(X) \right)^2 \quad (\text{A.11})$$

Les mêmes règles doivent être utilisées pour les déformations, les contraintes et les efforts internes (il faut surtout éviter de calculer des gradients –par ex., les déformations- sur un champ de valeurs extrêmes -par ex., les déplacements-).

Cette règle de cumul quadratique est fondée sur l'hypothèse que les réponses modales sont des processus décorrélés. Dans ce cas, la moyenne et l'écart-type du processus somme de l'ensemble des processus élémentaires de moyenne m_i et d'écart-type σ_i vérifient:

$$m = \sum_i m_i \text{ et } \sigma^2 = \sum_i \sigma_i^2 \quad (\text{A.12})$$

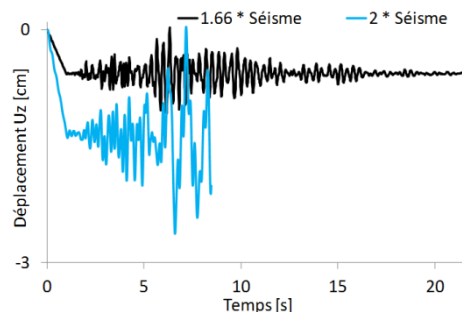
En vibration des structures, les moyennes des grandeurs peuvent être supposées nulles (mouvement autour de la position d'équilibre statique) et l'amplitude du mouvement est directement liée à l'écart-type du processus. Cette règle qui donne le déplacement (ou les contraintes) maximum permettant le dimensionnement de la structure est valable uniquement si les modes sont suffisamment distincts et si l'amortissement est insuffisant pour les coupler. Si ces hypothèses ne sont pas vérifiées, un cumul quadratique doit être complet (Pecker, 2006).

A3. Analyse de la structure soumise au séisme au-delà du dimensionnement majoré

Pour aller encore plus loin dans l'analyse de la structure le séisme au-delà du dimensionnement a été appliqué et majoré cette fois par un coefficient égale à 2. Deux calculs non-linéaires (coque + supportage) ont été menés l'un sans système de dispersion et l'autre avec système de dispersion, on maintient un comportement élastique au niveau des bracons. Les résultats sont résumés dans la partie qui suit.

A3.1 Structure sans système de dispersion

Les résultats en déplacement sont détaillés dans les figures (Figure A.24 et Figure A.25).



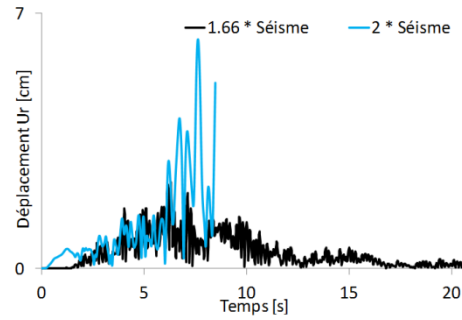


Figure A.24 Déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet de la coque (1.66*séisme au-delà du dimensionnement et 2.00*séisme au-delà du dimensionnement) – Structure sans système de dispersion

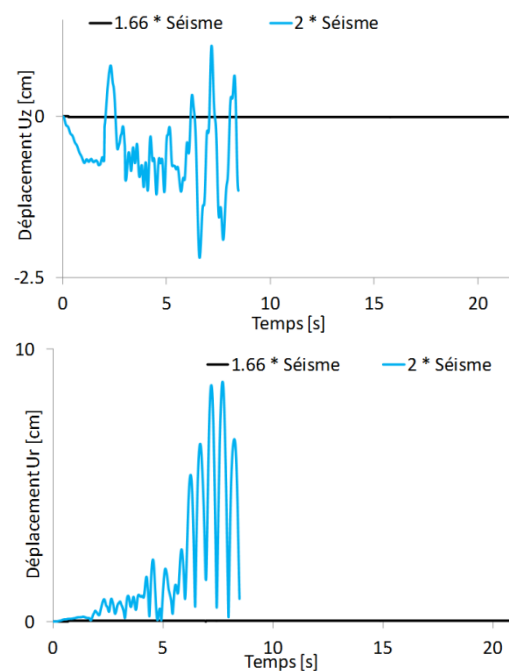


Figure A.25 Déplacements axiaux et radiaux d'un point au sommet du supportage (1.66*séisme au-delà du dimensionnement et 2.00*séisme au-delà du dimensionnement) – Structure sans système de dispersion

Le Tableau A.9 représente les valeurs max des contraintes circonférentielle, axiale et de cisaillement à différents temps de calcul.

Tableau A.9 Valeurs maximales des contraintes dans la coque (séisme au-delà du dimensionnement * 2) – Structure sans système de dispersion

Temps [s]	Contrainte circonférentielle [MPa]	Contrainte axiale [MPa]	Contrainte de cisaillement [MPa]
6.64	+2.32 -4.57	+2.13 -2.48	+1.77 -1.53
6.72	+2.50 -5.67	+2.18 -3.37	+1.99 -2.10
7.48	+4.61 -6.10	+1.39 -3.44	+4.93 -4.06

Le Tableau A.10 représente les contraintes max dans le supportage.

Tableau A.10 Valeurs maximales des contraintes dans le supportage (séisme au-delà du dimensionnement * 2) – Structure sans système de dispersion

σ_x normale [MPa]	$\sigma_y + \sigma_z$ cisaillement [MPa]	σ_{zz} torsion [MPa]	$\sigma_{xx} + \sigma_{yy}$ flexion [MPa]
22.03	1.73	+1.06	+25.07

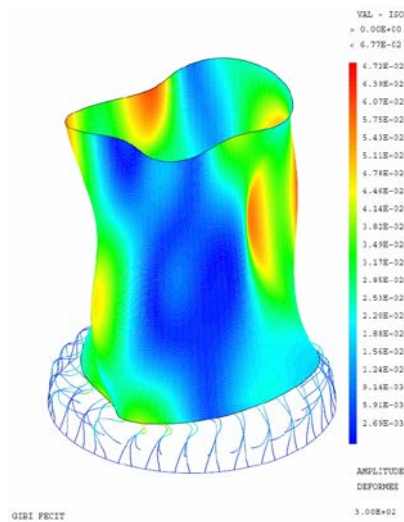


Figure A.26 Isovaleurs de déplacement radial au dernier pas de temps convergé 7.48 s – Structure sans système de dispersion

Bilan.

Ces résultats confortent encore une fois les précédents constats, sous 2 fois le séisme au-delà du dimensionnement la structure (sans dispersion) atteint la rupture au pas de temps 7.5 s du chargement sismique au niveau des armatures du supportage. Le relevé de fissuration sur la coque ne montre pas de présence de fissuration sur cette dernière, la coque agit comme un corps rigide malgré la présence de déplacements radiaux plus élevés de l'ordre de 9 cm en bas de la coque et 6 cm au sommet. L'effondrement, associé ici à la non convergence du calcul du fait de l'excès de fissuration et de l'apparition de rotules plastiques, est dû au collapse du supportage.

A3.2 Structure avec système de dispersion

Les résultats en déplacement sont détaillés dans les figures (Figure A.27 et Figure A.28).

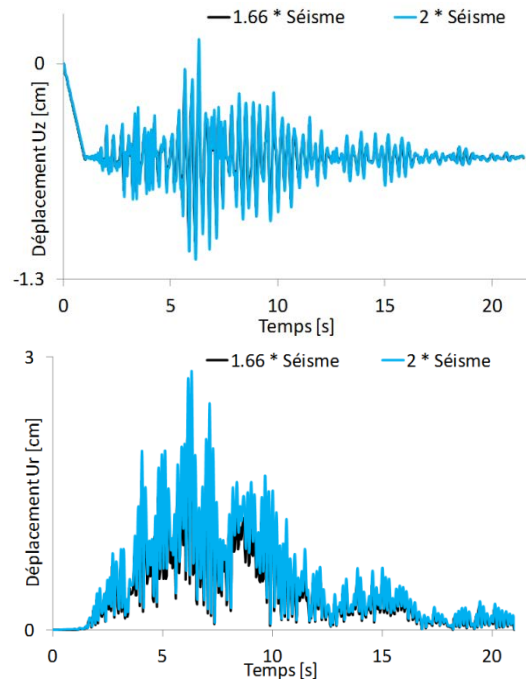


Figure A.27 Déplacement U_z et U_r d'un point au sommet de la coque (1.66 * Séisme au-delà du dimensionnement et 2 * Séisme au-delà du dimensionnement) – Structure avec système de dispersion

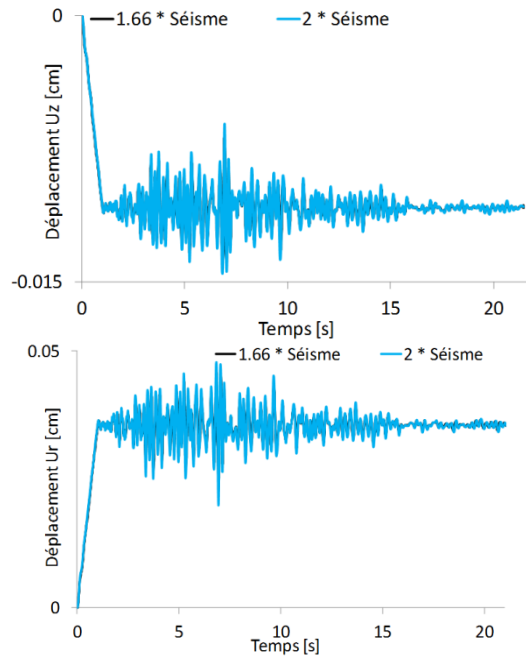


Figure A.28 Déplacement Uz et Ur d'un point au sommet du supportage (1.66 * séisme au-delà du dimensionnement et 2 * séisme au-delà du dimensionnement) – Structure avec système de dispersion

Le Tableau A.11 représente les valeurs max des contraintes circonférentielle, axiale et de cisaillement à différents temps de calcul.

Tableau A.11 Valeurs maximales des contraintes dans la coque (séisme au-delà du dimensionnement * 2) – Structure avec système de dispersion

Temps [s]	Contrainte circonférentielle [MPa]	Contrainte axiale [MPa]	Contrainte de cisaillement [MPa]
5.32	+1.64	+1.83	+1.82
	-4.85	-2.69	-1.81

Le Tableau A.12 représente les contraintes max dans le supportage.

Tableau A.12 Valeurs maximales des contraintes dans le supportage (séisme au-delà du dimensionnement * 2) – Structure avec système de dispersion

σ_x normale [MPa]	$\sigma_y + \sigma_z$ cisaillement [MPa]	σ_{zz} torsion [MPa]	$\sigma_{xx} + \sigma_{yy}$ flexion [MPa]
-1.12	-0.60	+1.72	-3.77

Bilan.

Ce calcul montre qu'en augmentant les sollicitations appliquées (2 * séisme au-delà du dimensionnement), l'intégrité de la structure n'est toujours pas mise en cause. Les déplacements maxi atteints en tête de coque, soit 2.85 cm contre 2.5 cm pour une structure chargée à 1.66 * séisme au-delà du dimensionnement, et à l'interface coque/supportage (négligeable), restent très faibles. Le seuil de fissuration n'est pas atteint.

FOLIO ADMINISTRATIF

THÈSE SOUTENUE DEVANT L'INSTITUT NATIONAL
DES SCIENCES APPLIQUÉES DE LYON

NOM : LOUHI

DATE de SOUTENANCE : 30 Novembre 2015

Prénom : Amine

TITRE : Intégrité des tours aéroréfrigérantes en béton armé sous sollicitations extrêmes : vent et séisme

NATURE : Doctorat

Numéro d'ordre : 2015ISAL0114

Ecole doctorale : Mécanique, Energétique, Génie civil, Acoustique (MEGA)

Spécialité : Génie civil

RESUME :

Il est prévu d'augmenter la durée de vie des centrales nucléaires actuellement opérationnelles. Le vieillissement des structures en béton armé telles que les tours aéroréfrigérantes doit être évalué, son incidence sur la capacité portante calculée. Dans le cas de fortes dégradations, le renforcement doit être envisagé, afin d'assurer la pérennité de ces tours face aux sollicitations extrêmes telles que les tempêtes de vent et les séismes. Ce travail vise à quantifier les effets néfastes que peut générer la réduction de section des aciers induite par la corrosion, en particulier sur la capacité portante des tours dans des conditions de sollicitations extrêmes monotones ou cycliques de types vent et séisme. Ces sollicitations sont certainement les plus sévères, entraînant la structure dans le domaine non linéaire, elles sont susceptibles d'induire des endommagements de type fissuration qui dans le cas de sollicitation cycliques peuvent s'avérer néfastes. Des modélisations numériques sont proposées pour déterminer la réponse quasi-statique ou dynamique de la structure, en tenant compte des apparitions de fissures dans le béton et de leur évolution via des lois de comportement appropriées du matériau béton, ainsi que la plastification des aciers. Dans le cas d'une sollicitation sismique, dans le but de comparer les approches de modélisation du séisme et d'évaluer la robustesse des résultats, les réponses dynamiques sont évaluées par trois méthodes différentes de calcul : l'approche dynamique temporelle non linéaire, la méthode spectrale et la méthode modale temporelle. Des études paramétriques portant sur l'amortissement, les combinaisons de charges et les configurations structurales, sont aussi menées. Dans le cas d'une sollicitation de type vent, la technique de renforcement à l'aide de matériaux composite, tel que le tissu de fibres de carbone (TFC) est modélisée. Le comportement de la structure endommagée présentant un taux de corrosion avancée, est évalué dans le régime pré- et post-fissuration, comparativement à la structure intègre. La perte de capacité portante est quantifiée, un renforcement permettant de restaurer l'intégrité et donc d'augmenter la durée de vie de la structure est proposé.

MOTS-CLÉS :

tours aéroréfrigérantes en béton armé – corrosion des armatures – renforcement par TFC – vents extrêmes – sollicitations sismiques.

Laboratoire (s) de recherche :

Laboratoire de Génie Civil et de l'Ingénierie Environnementale (LGCIE)

Directeur de thèse:

Ali LIMAM

Composition du jury :

Emmanuel FERRIER, Nicolas ILE, Abdellatif KHAMLI, Ali LIMAM, Omar MERABET, Thierry ROURE